Revista Internacional de
Ingeniería
de Estructuras

Vol. 25, 4, 521-560 (2020)

MOVING FORWARD FROM COLLAPSE-PREVENTION SEISMIC DESIGN TOWARDS RESILIENT SEISMIC DESIGN

Arturo Tena Colunga (1)

(1)Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 Ciudad de México.
Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

Received: July 2020. Accepted: September 2020. Published: December 2020.

ABSTRACT

The earthquake-resistant design of structures in regions with high seismic risk and hazards is an act of great responsibility for civil engineers. This chore has to be done with professionalism, ethical conduct and social compromise to serve the society as it deserves by doing the high quality job that the society expect from us. During this process, the assumptions taken in the structural analysis and a plausible or correct interpretation of the obtained results are of paramount importance in the decision-taken for the design process, as well as other factors involved in the seismic design process per-se. In this paper, the author presents his professional vision and reflections about the convenience to abandon the traditional old earthquake resistant–design worldwide school established since the 1970s to design for the collapse prevention limit state for the maximum credible earthquake scenario, because it is already obsolete for today´s society standards and demands. Then, civil engineers of the XXI century should move forward towards resilience-based seismic design.

Keywords: collapse-prevention seismic design, resilient-based seismic design, design spectra, inelastic spectra, resonance

TRANSITANDO DEL DISEÑO SÍSMICO PARA PREVENCIÓN DE COLAPSO HACIA EL DISEÑO SÍSMICO RESILIENTE

RESUMEN

El diseño sismorresistente de estructuras en zonas de alto riesgo y peligro sísmicos representa una enorme responsabilidad que los ingenieros civiles debemos asumir con profesionalismo, ética y sensibilidad social para servir a nuestra sociedad como se merece, haciendo el trabajo de calidad que la sociedad espera de nosotros. Dentro de este proceso, las hipótesis que se hacen en el análisis de estructuras y una razonable o correcta interpretación de los resultados obtenidos para la toma de decisiones en el diseño son de gran importancia, entre

DOI: http://dx.doi.org/10.24133/riie.v25i4.1862

otros factores relevantes asociados al proceso del diseño sismorresistente per se. En este artículo el autor presenta su visión profesional y reflexiona sobre la conveniencia que los ingenieros civiles del siglo XXI, de cara al futuro, abandonen la escuela de diseño sismorresistente mundial vigente, que data de los años sesenta y setentas y cuyo objetivo último es diseñar para un estado límite de prevención de colapso para el sismo máximo creíble o probable o “sismo de diseño”, en aras de fomentar e implantar criterios de diseño sismorresistente resiliente en reglamentaciones futuras.

Palabras clave: diseño sísmico para prevención de colapso, diseño sísmico resiliente, espectros de diseño, espectros inelásticos, resonancia

1 INTRODUCCIÓN

Ante lo sucedido y observado durante los sismos del 7 y 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México y su zona metropolitana, y en otras ciudades, poblados y estados del país, los ingenieros civiles mexicanos en particular, y los latinoamericanos en general, debemos tener autocrítica y mayor conciencia social para entender que debemos transitar hacia metodologías, objetivos de diseño y reglamentaciones que promuevan que los usuarios finales de nuestras obras no sólo salven su vida durante un sismo extremo, sino que no pierdan totalmente su mayor patrimonio y queden en la ruina. Es socialmente inaceptable que aun hoy en día, a casi tres años de ocurrido el sismo, miles de familias mexicanas sigan sin poder ocupar su hogar por meses o años, y varias de ellas en la ruina económica prácticamente, por seguir fomentando procedimientos de diseño y reglamentaciones que favorecen el estado límite de prevención de colapso ante la acción de un sismo extremo, con la justificación de que, en promedio, se preservaron muchas vidas.

No existen actualmente ni existirán en el futuro recursos económicos, materiales y humanos extraordinarios suficientes en nuestra sociedad para hacerle frente a emergencias de este tipo y para restablecer la normalidad en cuestión de días o de algunas semanas. En la Ciudad de México llevamos ya más de 30 meses y la recuperación ha sido lenta, como normalmente lo es a nivel mundial después de un evento de estas proporciones.

Es por ello que debemos trabajar en fomentar e implantar criterios de diseño sismorresistente resiliente en reglamentaciones futuras, de manera que no sólo se garantice la vida de la gente que habita las estructuras, sino que también se garantice que se preserve su patrimonio y, si debe experimentarse algún daño para resistir un sismo extraordinariamente fuerte, éste sea fácilmente reparable con una inversión que oscile de mínima a moderada y, en medida de lo posible, sin que sea necesario que se evacué ninguna propiedad o inmueble por semanas, meses e incluso, por años.

2 ABUSO DE LA INELASTICIDAD EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

Desde principios de los años sesenta se comenzó a promover en el mundo el diseño sísmico considerando la respuesta inelástica de los principales elementos estructurales, bajo la premisa fundamental de que, ante un sismo de gran magnitud, no era económicamente factible diseñar estructuras en el intervalo de comportamiento elástico, por lo que se debería tolerar daño, y el daño “aceptable para la sociedad” es el definido como estado último de “prevención de colapso”. Se pretende garantizar que en la falla de la estructura se preserve la vida, a costa de que la estructura quede prácticamente inservible y, dependiendo de la severidad del daño real que se presente, se tome una decisión sobre su demolición (pérdida total) o reestructuración-refuerzo (cuantiosas pérdidas económicas). También se supone que la vida útil de la estructura es de 50 años, a lo que algunos se refieren como “ciclo de vida”.

Esta filosofía de pensamiento finalmente acabó insertándose paulatinamente en los principales reglamentos de diseño sísmico del mundo. En el caso específico de México, fue hasta diciembre de 1976 (NTCS-76 1977, Fundación ICA 1988) cuando se estableció el diseño sísmico de estructuras basado en reducciones de las ordenadas espectrales de aceleración por concepto de ductilidad global de la estructura, fundamentado en los resultados de sistemas de un grado de libertad, cuando se considera que el comportamiento histerético es elastoplástico perfecto. Cabe señalar que de manera optimista, en las NTCS-76 se establecía una ductilidad global máxima (identificada con el factor de comportamiento sísmico Q) igual a seis (Q=6). Esta filosofía de diseño sismorresistente sigue vigente (NTCS-17 2017).

La primera prueba fuerte en México para esta filosofía de diseño sismorresistente ocurrió durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (M_s=8.1), donde 18% del inventario inicial de estructuras censadas por el equipo de reconocimiento del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM 1985), y que se identificaron con daño estructural severo o colapso, fueron diseñadas conforme al reglamento de 1976. Ciertamente, en ese entonces las ordenadas espectrales registradas en la zona de terreno blando de la Ciudad de México rebasaron por mucho al espectro de diseño elástico de las NTCS-76 y, para el caso particular del sitio SCT, esto sucedió en un intervalo de periodos muy amplio ($0<T<3.2$s), como se indica en la zona achurada en la Figura 1. De hecho, la ordenada espectral máxima (S_a=1g para T=2s), fue aproximadamente cuatro veces mayor a la ordenada máxima que definía la meseta del espectro de diseño para suelos blandos del RCDF-76 (c=0.24g). En ese entonces, éste fue un argumento de justificación válido para explicar la severidad del daño observado en la Ciudad de México para las estructuras diseñadas conforme a las NTCS-76: las demandas de aceleración máximas inducidas por el sismo superaron por mucho las consideradas en el diseño de la estructuras.

Han pasado los años y han ocurrido varios sismos de magnitud importante en el mundo que han ocasionado grandes daños y pérdidas económicas. De las experiencias derivadas de estos sismos, debiéramos haber aprendido que quizás no sea tan buena idea diseñar estructuras en zonas fuertemente sísmicas para el escenario del “sismo de diseño”, tolerando un daño muy severo correspondiente al

estado de prevención de colapso. El hecho es que, de manera desafortunada, éste sigue prevaleciendo como objetivo principal de la enorme mayoría de los reglamentos de diseño sísmico del mundo, entre ellos México.

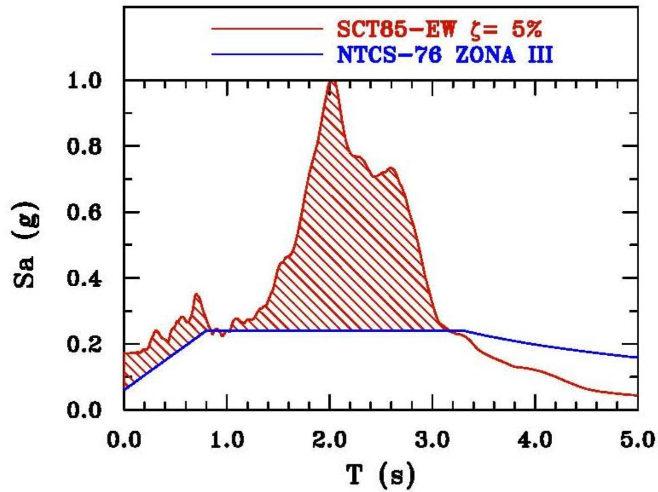


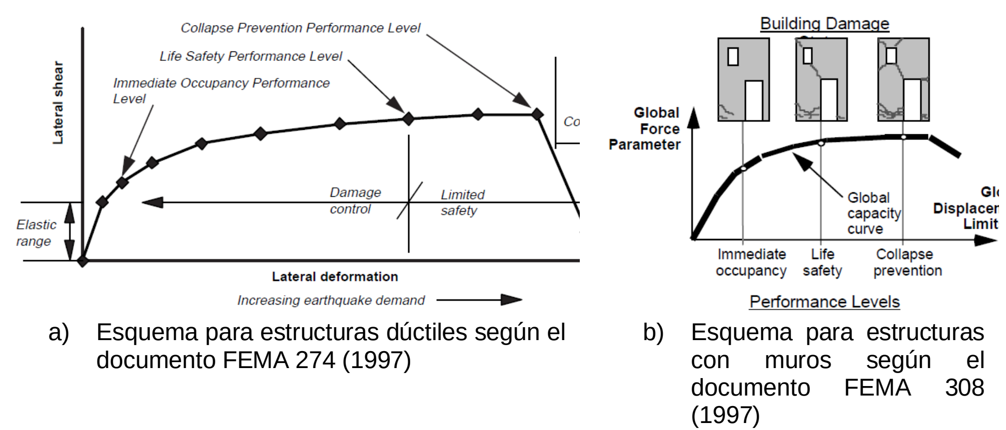
Figura 1 Comparación de los espectros de diseño elástico de los reglamentos RCDF-76, RCDF-87 y RCDF-95 para la zona de lago con el espectro de respuesta elástico del registro de aceleración SCT-EW del sismo del 19 de septiembre de 1985

De hecho, cada vez se tolera más daño en los reglamentos de diseño sismorresistente, pues se han aumentado de manera significativa las distorsiones últimas de diseño para los distintos sistemas estructurales (por ejemplo, NTCS-04 2004, NTCS-17 2017). Por otra parte, las filosofías alternas de diseño que inicialmente se habían formulado para llegar a diseños controlando el daño para distintos objetivos, como la filosofía de diseño por desempeño (por ejemplo, Bertero 2002), paulatinamente han terminado también como otro procedimiento para diseñar estructuras para el estado de prevención de colapso exclusivamente.

Tal vez una de las razones de este proceder en muchos investigadores y diseñadores seguidores del diseño por desempeño se deba a que, realmente, la mayoría de los interesados no relacionan de manera adecuada la severidad del daño físico de los elementos estructurales principales cuando se llevan al límite las distorsiones últimas de diseño y/o la inelasticidad del sistema, dado que las propuestas originales proporcionan curvas esquemáticas globales, donde se exagera la capacidad de deformación inelástica global de todo un sistema, sin ninguna relación directa con el daño físico (por ejemplo, FEMA-274 1997, Figura 2a), o se emplean esquemas ilustrativos en algunos de estos documentos modelo (por ejemplo, FEMA-308 1998, Figura 2b), que hacen creer erróneamente al usuario común que: a) sistemas estructurales muy rígidos, como los muros de concreto y de mampostería, tienen una enorme capacidad de deformación última (Figura 2b), b) que cambia muy poco la severidad del daño si uno diseña para prevención de colapso que para un objetivo de daño intermedio (Figura 2b).

Seguramente, sería más instructivo que se rescataran fotos de ensayes experimentales, y con ellas se ilustrara la severidad del daño realmente observado en esas pruebas a distintos niveles de distorsión (Figura 3), ofreciendo varios de ellos en apéndices de dichas recomendaciones. Alternamente, también se podría

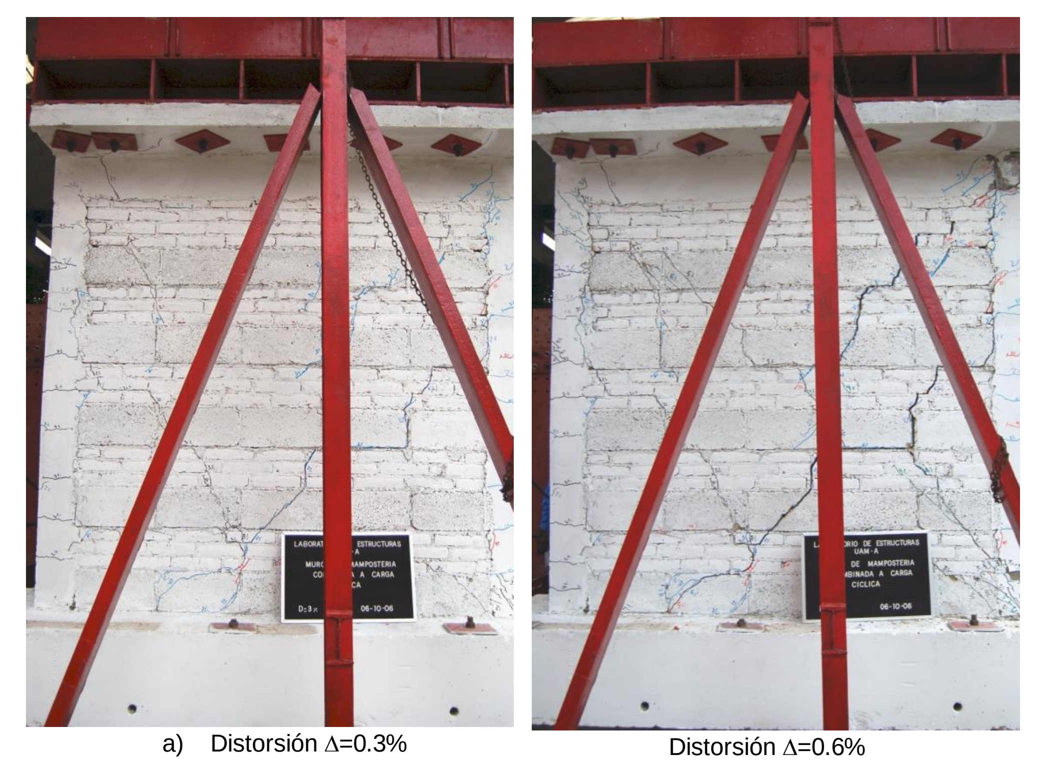
ilustrarlo con los resultados de estudios analíticos donde se muestren instantáneas a distintos niveles de distorsión. Aunque la gran mayoría de los investigadores no procesan resultados de este tipo y, por ello, sólo muestran resultados globales, si existen algunos que han promovido este esfuerzo en beneficio de los lectores interesados (Figura 4), y esta práctica se debería generalizar.



a) Esquema para estructuras dúctiles según el documento FEMA 274 (1997)

b) Esquema para estructuras con muros según el documento FEMA 308 (1997)

Figura 2 Esquemas ilustrativos cortante basal vs desplazamiento de azotea disponibles en recomendaciones internacionales de la agencia FEMA que promueven el diseño por desempeño



a) Distorsión Δ=0.3%

Distorsión Δ=0.6%

Figura 3 Daño documentado a distorsiones Δ=0.3% (daño reparable) y Δ=0.6% (cercana a prevención de colapso del muro de mampostería combinada y confinada MCC-3 ensayado por Tena-Colunga *et al.* (2009)

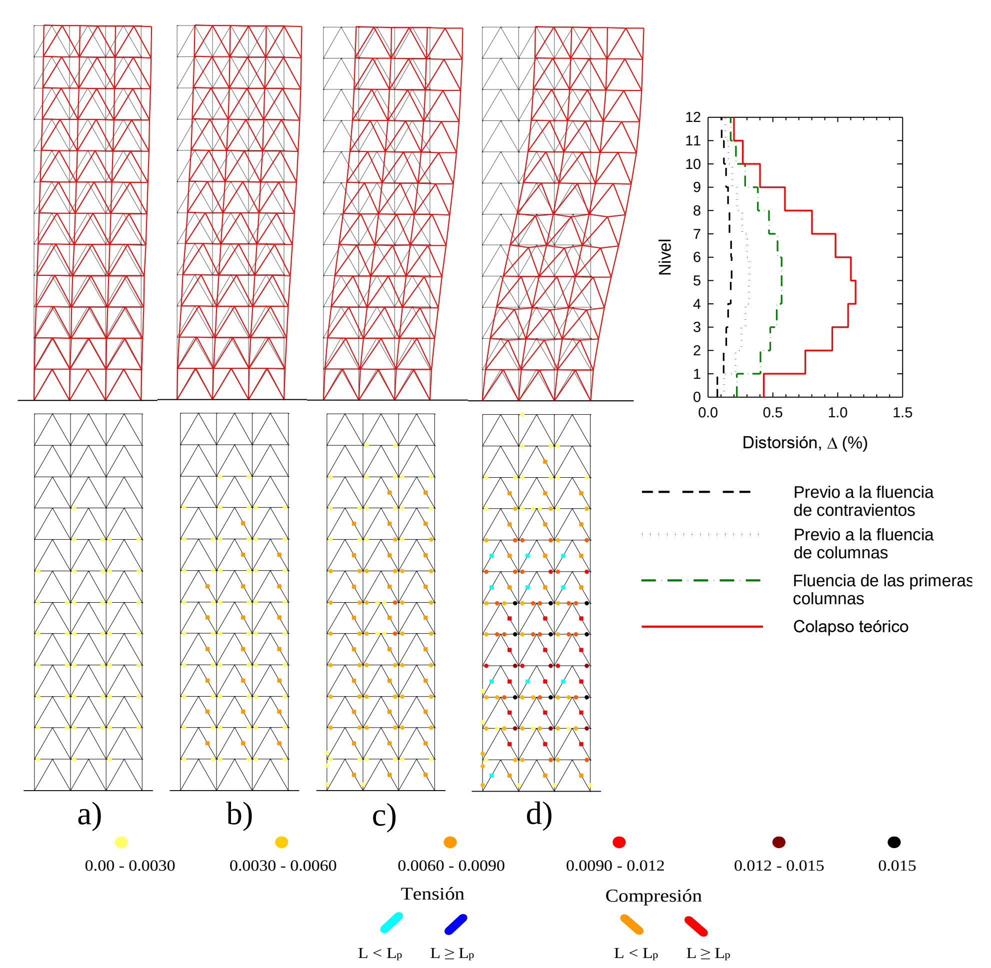


Figura 4 Progresión de fluencias inelásticas, desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso hacia el colapso, en un análisis de empuje lateral creciente ("pushover") de marcos dúctiles de concreto reforzado con contravientos metálicos tipo chevrón (Godínez y Tena 2015)

2.1 Factores de reducción por comportamiento inelástico

En la gran mayoría de los reglamentos modernos de diseño sismorresistente en el mundo vigentes se promueve, para lo que se refiere como sismo de diseño, el estado límite de prevención de colapso, y se controla el nivel de daño que se tolera con base en un factor de reducción por comportamiento inelástico, quizás mal nombrado como "factor de reducción por ductilidad", que depende del sistema estructural pero, en realidad, se basa en estudios de sistemas de un grado de libertad suponiendo además que el comportamiento global del oscilador es elastoplástico perfecto (EPP).

En los reglamentos de México, estos factores son conocidos como *Q*, el que se relaciona con la capacidad de deformación global inelástica máxima del sistema o "ductilidad", y *Q´*, el que indica la máxima reducción de la resistencia lateral que se puede tomar para controlar la demanda de deformación inelástica

por debajo de un valor predeterminado. A juicio del autor, el problema es que, aunque existen documentos donde se explican e ilustran estos conceptos (Miranda 1995, Tena 1997), realmente existen muchos diseñadores que no entienden cabalmente que es *Q´*, ni tampoco las implicaciones que en el comportamiento sísmico tiene el abusar de *Q*.

Por ello, explicaremos nuevamente en este trabajo de dónde sale *Q´*. Adaptando la explicación dada por Miranda (1995) para el factor R_μ (notación internacional), que para nuestros reglamentos se denomina como *Q´*, entonces se define a *Q´* como el cociente de la demanda de resistencia elástica entre la demanda de resistencia inelástica, es decir:

$$Q' = \frac{F_y(Q_i = 1)}{F_y(Q_i = Q)} \tag{1}$$

donde F_y (Q_i=1) es la resistencia lateral requerida para mantener al sistema elástico y F_y (Q_i=*Q*) es la resistencia lateral requerida para limitar la capacidad de deformación inelástica Q_i a que sea menor o igual que una determinada capacidad de deformación inelástica *Q* (demanda de ductilidad μ).

Por lo tanto, en la Figura 6 se presenta con cierto detalle el cálculo de los factores Q´ (R_μ) para sistemas de un grado de libertad elastoplásticos para el registro de aceleración SCT85-EW (Figura 5), registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo de 19 de septiembre de 1985, considerando un amortiguamiento viscoso equivalente del 5%.

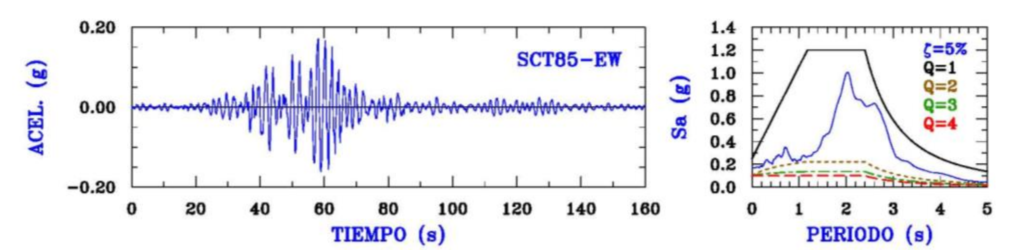


Figura 5 Acelerograma SCT85-EW registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 y su correspondiente espectro de respuesta elástico para ζ=5%. En la figura también se muestra el espectro de diseño elástico (*Q*=1) del Apéndice A de las NTCS-04 considerando un periodo del sitio T_s=2s y los espectros de diseño ya reducidos por *Q´R* cuando se consideran *Q*=2, *Q*=3 y *Q*=4

Se presenta, en las gráficas de la izquierda de la Figura 6, la resistencia lateral requerida para limitar la demanda de ductilidad a una determinada ductilidad μ [F_y (μ_i=μ) ó F_y (Q_i=*Q*)], que para fines de diseño, no es otra cosa que el cortante basal (*V/W*) requerido para limitar la demanda de ductilidad máxima a un valor μ (*Q*) para valores de μ de 1 (sistema elástico), 2, 3, 4 y 6. En las gráficas de la derecha se presenta las curvas de R_μ (*Q´*) que de acuerdo con la ecuación 1, no es otra cosa que el cociente de las curvas de la izquierda cuando μ=1 entre la curvas de la izquierda cuando μ_i=μ. Por lo tanto, la curva de R_μ (*Q´*) cuando

μ=*Q*=1 debe ser constante para el intervalo de periodos considerado, lo cual se cumple.

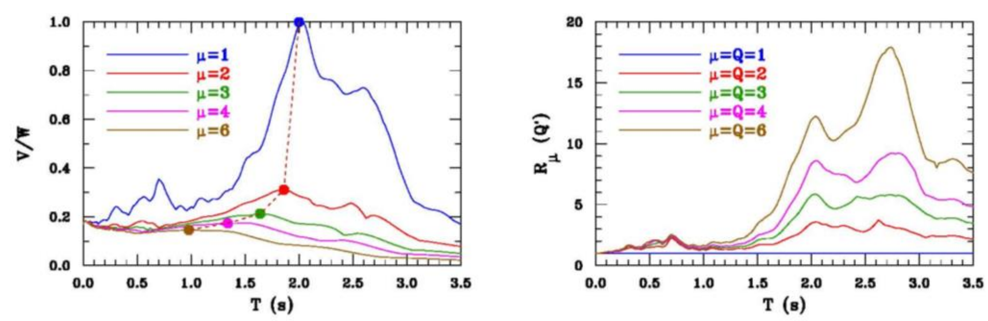


Figura 6 Ilustración del cálculo de los factores *Q´* (R_μ) para el acelerograma SCT85-EW. En la figura de la izquierda, la respuesta máxima, que identifica la resonancia estructural inelástica a una capacidad de deformación inelástica máxima dada, se identifica con un círculo lleno en cada curva

Entre otras, se pueden realizar las siguientes observaciones a partir de la Figura 6. Primero, se aprecia que existe una variación importante en la resistencia lateral requerida (*V/W*) para alcanzar una capacidad de deformación inelástica μ (*Q*) determinada, particularmente en el intervalo de periodos 1s<*T*<3s. Esta variación no es despreciable y su tendencia puede variar substancialmente conforme aumenta la inelasticidad que uno quiere tolerar (*Q*). Ilustremos el caso para un sistema de un grado de libertad donde se quiere limitar su capacidad de deformación inelástica a un valor máximo μ=4. Por ejemplo, para que un sistema con un periodo inicial *T*=1.5s desarrolle μ=4, requiere una resistencia lateral *V/W*=0.174, mientras que un sistema con *T*=2s requiere *V/W*=0.118, es decir, el 67.8% de la resistencia requerida para el sistema de *T*=1.5s. Un sistema con *T*=3s requeriría una resistencia lateral de tan sólo *V/W*=0.048.

Lo anterior tiene implicaciones importantes para fines de diseño que ciertamente se reflejan en los factores *Q´* (R_μ), como es el hecho de que la respuesta no lineal de sistemas con periodos dominantes de 3s es menor que aquéllas con periodos dominantes de 2s y, por lo tanto, se pudieran utilizar factores de reducción por comportamiento no lineal mayores para sitios como SCT para sistemas con periodos dominantes de 3s con respecto a aquéllos que se pueden utilizar para sistemas con *T*=2s. Sin embargo, también se observa que la respuesta no lineal de sistemas con periodos dominantes de 1.5s es mayor que aquéllos con periodos dominantes de 2s y, por lo tanto, se deberían utilizar factores de reducción por comportamiento no lineal menores que los utilizados para sistemas con periodos dominantes de 2s.

2.2 Resonancia para sistemas con comportamiento inelástico

Cuando se abusa del comportamiento inelástico, cabe reflexionar mucho sobre el siguiente aspecto y es cuándo se presenta la resonancia estructural (respuestas máximas) que, como ilustraremos, no es equivalente a la obtenida para sistemas elásticos.

En el intervalo de respuesta elástico, la resonancia se presenta cuando coinciden el periodo del sistema estructural con el periodo dominante del sitio, y aunque depende del amortiguamiento viscoso equivalente considerado (ζ), varía muy poco con él, como se discute y demuestra con precisión en cualquier libro clásico de dinámica estructural (por ejemplo, Clough y Penzien 1982) y se ilustra en la Figura 8 para los dos registros más intensos que han sido registrados en terreno blando, el de SCT85-EW (Figura 5) para el sismo del 19 de septiembre de 1985 (M_s=8.1), y el CH84-EW (Figura 7), para el sismo del 19 de septiembre de 2017 (M_w=7.1).

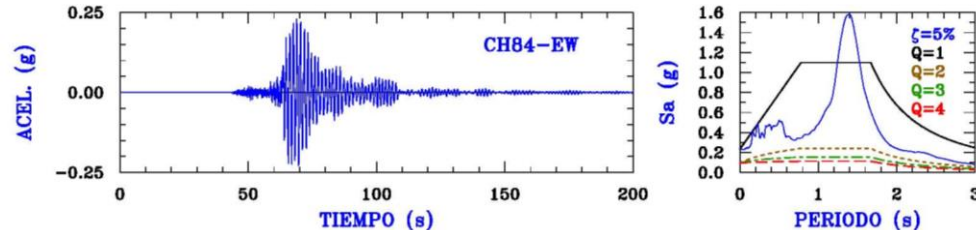


Figura 7 Acelerograma CH84-EW registrado en el sitio Culhuacán (Alcaldía Coyoacán) durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 y su correspondiente espectro de respuesta elástico para ζ=5%. En la figura también se muestra el espectro de diseño elástico (Q=1) del Apéndice A de las NTCS-04 considerando un periodo del sitio T_s=1.391s y los espectros de diseño ya reducidos por $Q´R$ cuando se consideran Q=2, Q=3 y Q=4. La estación acelerométrica es operada por el CIRES

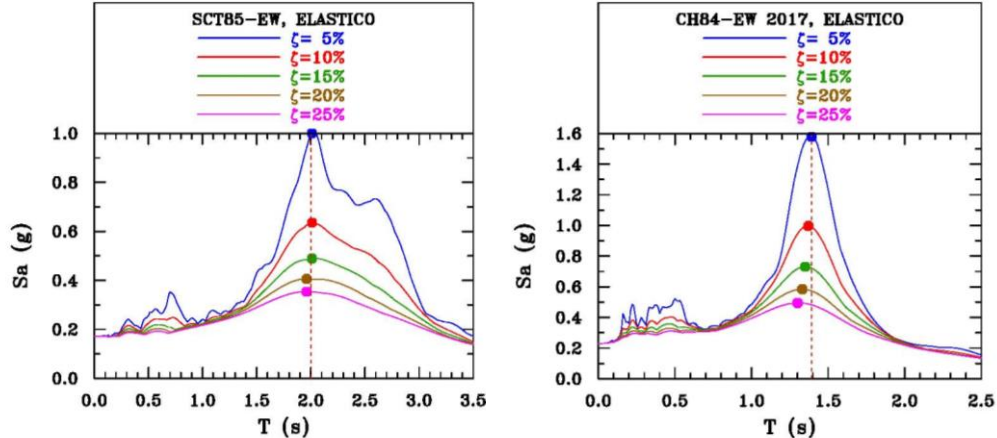


Figura 8 Espectros de respuesta de aceleración elásticos para distintos porcentajes de amortiguamiento viscoso equivalente (ζ) para los registros más intensos en terreno blando registrados durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 (SCT-EW) y de 2017 (CH84-EW). La respuesta máxima, que identifica la resonancia estructural elástica, se identifica con un círculo lleno en cada espectro

En cambio, en el intervalo de respuesta inelástico, intuitivamente y con base en la experiencia ganada de la observación del daño en sismos intensos pasados, por décadas académicos notables (por ejemplo, Del Valle 2004, Figura 9) ilustraron que la resonancia inelástica debería presentarse para periodos iniciales del sistema menores y próximos al periodo del sitio, pero el qué tan cercanos deberían ser, no había certeza.

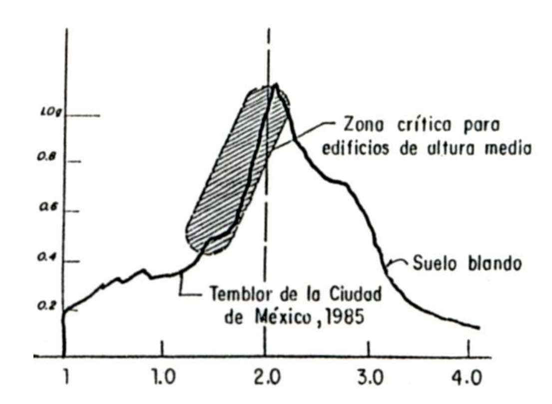


Figura 9 Señalamiento intuitivo y empírico de las potenciales zonas o franjas de respuesta resonante por comportamiento inelástico del sitio SCT85-EW (tomado de Del Valle 2004)

Por ello, es muy común que muchos ingenieros consideran, *a-priori* y basados exclusivamente en su intuición y sus conocimientos de la dinámica estructural elástica, que si se tienen tres estructuras similares, pero con periodos naturales de vibración de 1.3s, 1.5s y 1.8s, y éstas se ubican en un sitio similar a SCT (Figura 8, lado izquierdo), entonces la estructura con el periodo natural de 1.8s se encontraría en mayor riesgo de estar sujeta a una respuesta no lineal mayor que las otras dos, particularmente las de 1.3s.

Sin embargo, si se observa con cuidado las curvas calculadas para *V/W* para distintos valores de μ (Figura 6), se aprecia claramente que esto no necesariamente es así. Se observa de la Figura 6 que para capacidades de deformación altas ($\mu \geq 3$), los sistemas con periodos iniciales T=1.3s y T=1.5s requieren mayores resistencias que los de T=1.8s para desarrollar una misma capacidad de deformación inelástica máxima (μ). De hecho, y como se marca con círculos llenos para cada curva en la Figura 6, el periodo fundamental de vibración inicial en el que se presentan las respuestas máximas en el intervalo de comportamiento no lineal (resonancia no lineal) va cambiando a medida que se tolera más daño o se supone que tiene mayor capacidad de deformación inelástica y, así, mientras que para el sitio SCT la resonancia elástica se obtiene para T=2s (μ=1), para un sistema no lineal con comportamiento elastoplástico perfecto cambia a: a) T=1.86s cuando μ=2, b) T=1.64s cuando μ=3, c) T=1.34s cuando μ=4 y, d) T=0.98s cuando μ=6.

Como se ha comentado y demostrado con anterioridad (Tena 1997), y se ilustra con los espectros de demanda de ductilidad (Tena 1997, Tena 1998, Tena-Colunga 2001), este concepto de resonancia no lineal también depende de las características del comportamiento histerético del sistema, de su resistencia de fluencia y de la magnitud de la inelasticidad que se desee tolerar (Figuras 10 a 12).

Por ejemplo, en la Figura 11 se presentan los espectros de demanda de ductilidad para el acelerograma SCT85-EW, cuando se consideran tres resistencias últimas que se desarrollarían en un diseño conforme al Apéndice A de las NTCS-04, si se garantiza el desarrollo de una sobrerresistencia R=2 y,

además, el sistema desarrolla deformaciones inelásticas congruentes con factores de comportamiento sísmico *Q*=2, *Q*=3 y *Q*=4. Para este caso, si el sistema es elastoplástico perfecto, las máximas demandas de ductilidad para cada factor *Q* se presentan cercanas a los dos segundos.

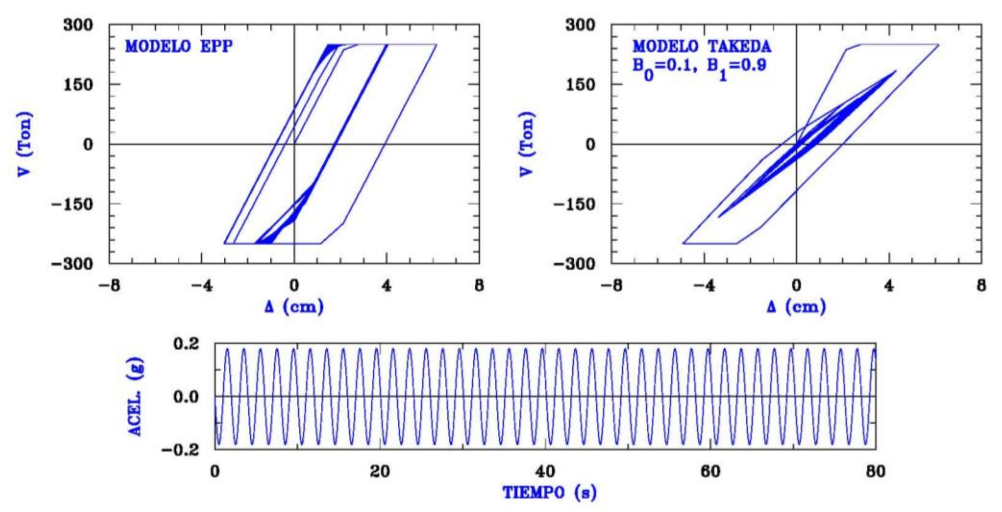


Figura 10 Comportamiento de un sistema de un grado de libertad sujeto a una excitación monocromática senoidal cuando su comportamiento histerético es: a) elastoplástico perfecto (EPP) o, b) degradante en rigidez conforme al modelo de Takeda

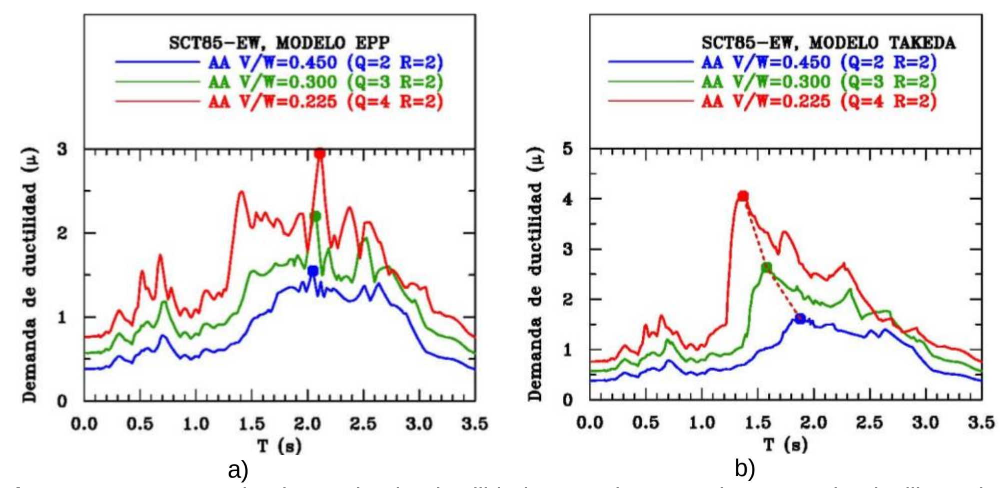


Figura 11 Espectros de demanda de ductilidad para sistemas de un grado de libertad sujetos al registro SCT85-EW considerando los siguientes comportamientos histeréticos: a) elastoplástico perfecto (EPP) y, b) degradante en rigidez conforme al modelo de Takeda. La respuesta máxima, que identifica la resonancia no lineal, se indica con un círculo lleno en cada espectro

En cambio, si el sistema tiene un comportamiento degradante conforme al modelo de Takeda con los parámetros B_0 (factor de degradación de rigidez en la descarga para ciclos grandes) y B_1 (factor de degradación de rigidez en la descarga para ciclos pequeños) identificados en la Figura 10, las máximas

demandas de ductilidad varían a medida que se aumenta *Q* (o se reduce la resistencia efectiva del sistema, V/W, Figura 11), no sólo aumentando en magnitud, sino presentándose en periodos de vibrar relativamente más pequeños a medida que se reduce la resistencia efectiva de diseño (*V/W*). Así, en este caso en particular, a medida que se apuesta más por el comportamiento inelástico (se aumenta *Q* y se reduce la resistencia efectiva *V/W*), las respuestas resonantes son de mayor amplitud y se alejan más de las identificadas en el intervalo de comportamiento elástico (por ejemplo, Figura 8) para sistemas con degradación de rigidez.

En la Figura 12 se presentan los espectros de demanda de ductilidad para el acelerograma CH84-EW, también cuando se consideran tres resistencias últimas que se desarrollarían en un diseño conforme al Apéndice A de las NTCS-04, garantizando el desarrollo de una sobrerresistencia *R*=2 y además, si el sistema desarrolla capacidades de deformación inelástica asociadas a factores de comportamiento sísmico *Q*=2, *Q*=3 y *Q*=4. Para este caso, se observa que tanto para el sistema elastoplástico perfecto como para uno degradante en rigidez conforme al modelo de Takeda, a medida que se apuesta más por el comportamiento inelástico (se aumenta *Q* y se reduce la resistencia efectiva *V/W*), las respuestas resonantes crecen muy rápidamente y se alejan más de las identificadas en el intervalo de comportamiento elástico (por ejemplo, Figura 8). Curiosamente, en este caso el distanciamiento entre respuestas resonantes a medida que se tolera mayor inelasticidad es más gradual para el modelo de Takeda y más abrupto para un modelo EPP.

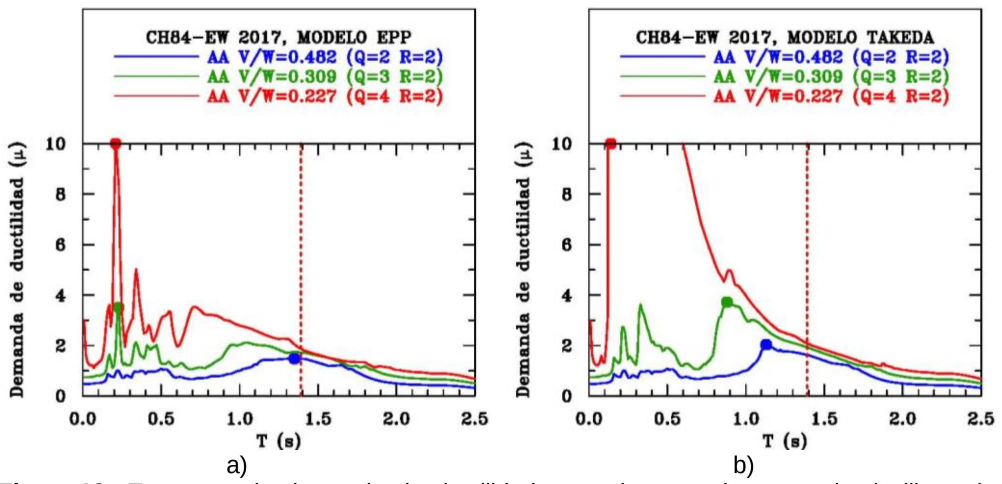


Figura 12 Espectros de demanda de ductilidad para sistemas de un grado de libertad sujetos al registro CH84-EW considerando los modelos histeréticos: a) elastoplástico perfecto (EPP) y, b) Takeda. La respuesta máxima, que identifica la resonancia no lineal, se indica con un círculo lleno en cada espectro

Finalmente, otro aspecto a destacar es que cuando se considera comportamiento inelástico de tipo histerético, las demandas máximas ocurren en periodos distintos a los de los sistemas elásticos con amortiguamiento viscoso (Figuras 6, 11 y 12) y, por ello, querer diseñar estructuras que van a comportarse no linealmente (Figuras 6, 11 y 12) con el concepto de un “amortiguamiento viscoso equivalente adicional” (por ejemplo, Figura 8) no es en realidad

equivalente pues, de entrada, las zonas de demandas máximas no coinciden, entre muchas otras cosas. Eso se debe tener presente, dado que hay procedimientos basados en esta cruda analogía disponible en muchos reglamentos y recomendaciones de diseño sismorresistente en el ámbito mundial. Ciertamente, se puede llegar a obtener diseños razonables empleando estos conceptos, pero se debe tener presente que no son del todo equivalentes.

2.3 Reglamentación por sismo en la Ciudad de México durante el nuevo milenio

Retomando los reglamentos de diseño sísmico de la Ciudad de México, cabe señalar que, por una parte, en el Apéndice A de las NTCS-04 (2004) se avanzó al definir nuevamente espectros de diseño elástico realistas, que vuelven a ser envolventes de los espectros de respuesta elástico de los movimientos del terreno máximos esperado en un sitio o región de interés (por ejemplo, Figura 5), lo que se mantiene en las nuevas NTCS-17 (2017).

Sin embargo, en contraparte, en ese mismo Apéndice A se establecen distorsiones últimas de diseño para el estado límite de seguridad contra colapso generosas, que están en concordancia con lo propuesto en otras recomendaciones internacionales, como los documentos de FEMA y el ASCE-7, entre otros.

Por ejemplo, para los principales sistemas estructurales de concreto reforzado, estas distorsiones últimas son: a) marcos dúctiles Δ_u=0.03 (3%), b) marcos con ductilidad limitada Δ_u=0.015 (1.5%), c) losas planas sin muros o contravientos Δ_u=0.015 (1.5%), d) marcos con contravientos concéntricos Δ_u=0.015 (1.5%), e) muros combinados con marcos dúctiles Δ_u=0.015 (1.5%) y, f) muros combinados con marcos de ductilidad limitada Δ_u=0.01 (1%). Por ende, se aprecia en el caso particular de marcos, que se tolera un daño estructural muy severo, pues los valores propuestos corresponden a los obtenidos en experimentos donde el marco en general tiene un daño muy extendido e irreparable. Además, si los muros de mampostería no se desligan propiamente (lo que no se aclara en el Apéndice A), experimentarán seguramente un daño muy severo (Figura 3b) o se colapsarán.

Al autor siempre le ha parecido incongruente proponer estos valores, pues en las NTCS-04 (2004) se establece textualmente:

> "Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes".

Aquí cabría precisar qué se entiende por "falla estructural mayor" y qué se entiende por "reparaciones importantes". Ciertamente, no es necesariamente lo mismo que entienden los usuarios de los edificios, ni la sociedad en general.

2.4 Estudios numéricos de edificios diseñados conforme al RCDF-04 para ductilidades y distorsiones altas

En secciones previas se ha ilustrado que abusar del concepto de "ductilidad" (emplear un factor *Q* alto en el proceso de diseño) puede liderar a demandas de deformación exageradamente altas e inciertas, y se hizo con base en sistemas no lineales de un grado de libertad, porque son útiles para mostrar de manera más fácil las tendencias para un intervalo de periodos, y así evaluar incertidumbres en las características dinámicas de los modelos con base en su periodo fundamental de vibración.

Sin embargo, el autor y sus colaboradores han realizado diversos estudios detallados y exhaustivos de modelos de edificios diseñados rigurosamente conforme a los RCDF-93 y RCDF-04 y sus normas técnicas complementarias. Los resultados obtenidos en varios de estos estudios le indican a uno que cuando se diseñan estructuras de concreto reforzado regulares e irregulares cercanas a los límites de distorsión de entrepiso máximas permitidas por las NTCS-04 conforme al cuerpo principal (por ejemplo, Tena y Correa 2008, Tena-Colunga *et al*. 2008, Tena-Colunga 2010, Tena e*t al.* 2012), es decir, a altos niveles de distorsión, su respuesta no lineal es grande y, en muchos casos, no es la respuesta que se esperaría para una estructura diseñada conforme al Reglamento, aún cuando se cumplan con todos los requisitos de detallado dúctil especificados por el Reglamento en sus NTCC-04 (2004), sobre todo aquéllas que cuentan con pocas líneas de defensa (Tena 2001, Tena-Colunga 2004 y 2010). El perfil de las distorsiones de entrepiso dinámicas máximas dinámicas no necesariamente se encuentran envueltas por el perfil de las distorsiones máximas del diseño conforme al Reglamento, particularmente para estructuras diseñadas para distorsiones de entrepiso altas (Tena 2001, Tena-Colunga 2004, Tena y Correa 2008, Tena-Colunga *et al*. 2008, Tena e*t al.* 2012).

2.4.1 Respuesta de edificios regulares

Para ilustrar lo anterior, se reproducirán parcialmente algunos de los resultados obtenidos en el estudio del diseño (22 distintos) de edificios de 12 y 15 niveles con base en marcos dúctiles de concreto reforzado conforme al cuerpo principal de las NTCS-95 y NTCS-04, cuyos resultados se reportan y discuten en detalle en Tena-Colunga *et al.* (2008) y también en las respectivas tesis de maestría dirigidas por el autor (Luna 2000, Correa 2005 y Gatica 2007).

Las plantas tipo estudiadas para los edificios se muestran en la Figura 13, y se evaluó el impacto en el diseño y su correspondiente respuesta dinámica no lineal de emplear vigas secundarias en una sola dirección (lo más común) y en dos direcciones cuando el sistema de piso es con base en losas macizas perimetralmente apoyadas.

Para realizar los análisis dinámicos no lineales, se emplearon modelos que simulan la acción de diafragma rígido y que permiten considerar la distribución de fuerzas laterales entre los marcos que resisten las acciones por sismo en una dirección de interés (Figura 14). Se consideraron las propiedades de las secciones gruesas según se supuso en el diseño (vigas T o rectangulares, en su caso), y se determinaron resistencias nominales conforme a las hipótesis de diseño, además

de las fuentes de sobrerresistencia que se pudieran desarrollar en dichas secciones si en la construcción se garantiza el detallado provisto, empleando modelos constitutivos del concreto confinado (el conocido modelo de Kent y Park modificado), así como un modelo constitutivo del acero producido en México, que es una adaptación del modelo originalmente propuesto por Mander.

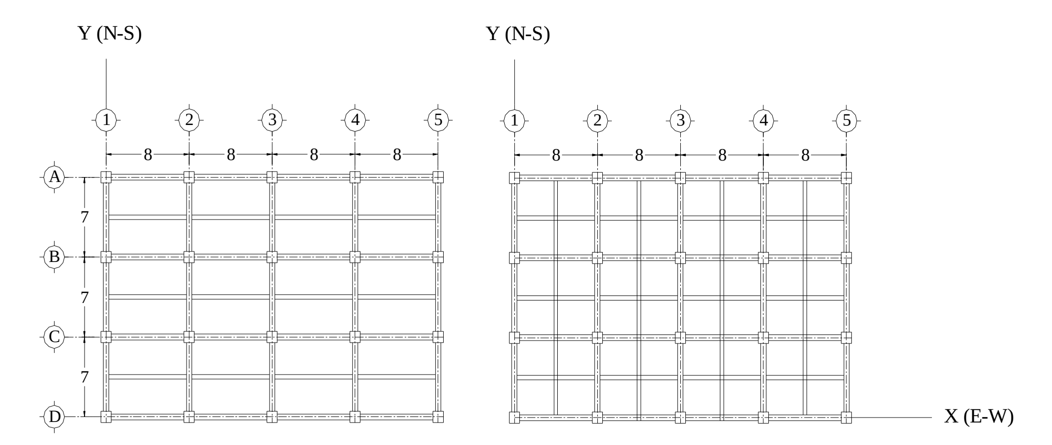


Figura 13 Plantas tipo empleadas en el diseño y estudio de edificios de 12 y 15 niveles con base en marcos dúctiles de concreto reforzado

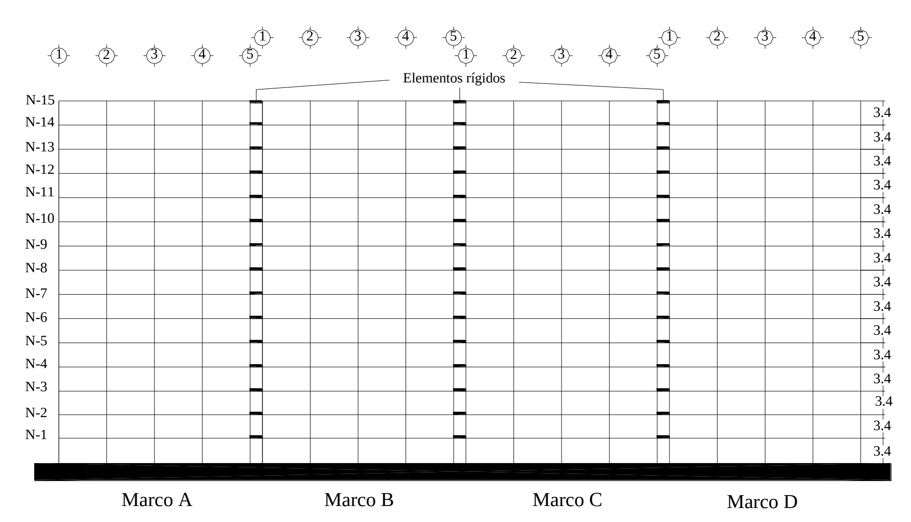


Figura 14 Modelos con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección *x* empleados para los análisis dinámicos paso a paso no lineales

Se diseñaron marcos dúctiles conforme a las NTCC-96 (1996) y NTCC-04 (2004) considerando tanto Q=3 y Q=4 y, con la finalidad de evaluar qué tanto protegen las recomendaciones de las NTCS a los diseños optimistas que intentan diseñar a la máxima distorsión de diseño permitida por el reglamento, que en el caso del cuerpo principal era Δ=0.012 (Δ=1.2%), se intentó diseñar lo más cercano a este límite, siempre y cuando se cumplieran todos los demás requisitos de resistencia, detallado, límites de refuerzo, etc. Ese siempre fue el objetivo principal de estos estudios, evaluar qué tanto se protege con las normas a diseños

optimistas, no el promover diseños de este tipo. Cabe hacer nuevamente la aclaración, aunque el autor siempre trata de ser claro en los objetivos de sus estudios en sus textos.

Para los análisis dinámicos no lineales se emplearon distintos registros de aceleración (identificados en Tena-Colunga *et al.* 2008 para cada modelo), pero por ser más conocido, se presentan algunos de los resultados obtenidos cuando se empleó el registro SCT85-EW (Figura 5). En la Figura 15 se comparan los perfiles de distorsiones máximas de los diseños obtenidos conforme al cuerpo principal (identificados con la letra D), con respecto a las respuestas dinámicas máximas obtenidas de las simulaciones con el acelerograma SCT85-EW cuando se consideran resistencias nominales (N) y fuentes de sobrerresistencia (SR). Las gráficas de la fila superior corresponden a los diseños conforme a las NTCS-95, mientras que los de la fila inferior son diseños conforme a las NTCS-04. Se aprecia que no siempre las curvas de diseño (D) envuelven a las distorsiones máximas de entrepiso, sobre todo en los niveles más demandados, que son frecuentemente los del tercio inferior de la estructura en edificios de estas características.

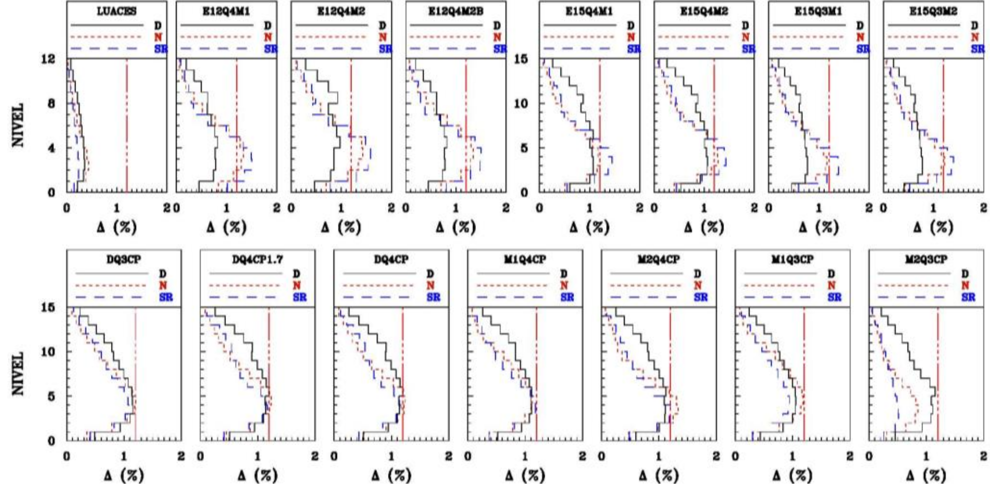
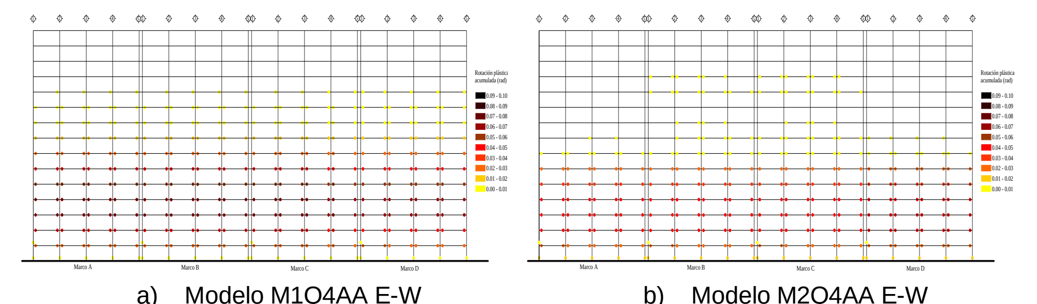


Figura 15 Comparación de los perfiles de las distorsiones máximas de entrepiso de diseño conforme a las NTCS (D) con las dinámicas máximas obtenidas ante la acción del registro de aceleración SCT85-EW considerando resistencias nominales (N) o fuentes de sobrerresistencia (SR) para los marcos que resisten las fuerzas por sismo en la dirección X.

De la observaciones de las curvas de histéresis de entrepiso (no mostradas), perfiles de demandas de ductilidad máximas y rigideces secantes promedio de entrepiso, y muchos otros parámetros que se discuten en Tena-Colunga *et al.* (2008), además de los mapeos de las intensidades máximas de las fluencias máximas desarrollados (similares al presentado en la Figura 16), sólo se puede concluir que en un diseño de este tipo, aunque será capaz de resistir la acción de registros de aceleración considerados, compatibles con el espectro elástico de diseño que define el peligro sísmico, sólo lo puede hacer desarrollando y tolerando un muy extenso daño estructural y no estructural.

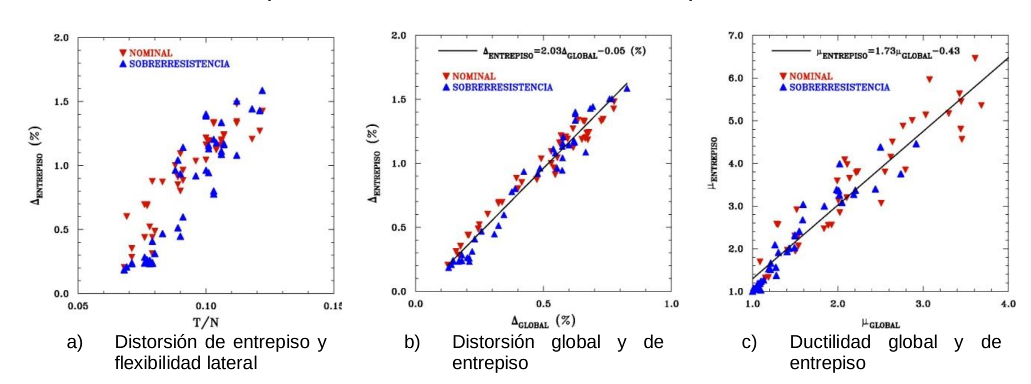
Finalmente, y por ser muy ilustrativas de tendencias que se desarrollan en las estructuras con base en marcos de concreto reforzado diseñadas con *Q* altos, en la Figura 17 se presentan resultados donde se relacionan las respuestas máximas de entrepiso demandadas por los distintos modelos en estudio (direcciones X y Y) ante la acción del registro de aceleración SCT85-EW, considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia.



a) Modelo M1Q4AA E-W b) Modelo M2Q4AA E-W

Figura 16 Rotaciones plásticas acumuladas para los marcos en la dirección E-W de modelos de edificios de 15 niveles diseñados conforme al Apéndice A de las NTCS-04 y correspondientes al análisis realizado con el acelerograma SCT85-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia (Gatica 2007, Tena-Colunga *et al.* 2008, Tena *et al.* 2012)

En la Figura 17a se presenta la relación de la distorsiones máximas de entrepiso demandadas con respecto a la flexibilidad lateral global de los marcos, medida indirectamente con el parámetro *T/N* (periodo fundamental entre número de pisos). De esta gráfica se aprecia que a medida que aumenta la flexibilidad lateral, aumentan de manera significativa las demandas máximas de deformación inelástica y, en este sentido, parece que los mejores comportamientos para limitar distorsiones de entrepiso tan altas sería diseñar marcos para *T/N*<0.09.



a) Distorsión de entrepiso y flexibilidad lateral b) Distorsión global y de entrepiso c) Ductilidad global y de entrepiso

Figura 17 Relaciones entre las respuestas máximas de entrepiso (distorsión y demandas de ductilidad) demandadas ante la acción del registro de aceleración SCT85-EW considerando resistencias nominales o fuentes de sobrerresistencia con respecto a: a) la flexibilidad lateral del edificio (medida en función del parámetro T/N), b) la distorsión máxima global demandada y, c) la demanda de ductilidad global máxima

En la Figura 17b se presenta la relación entre las demandas máximas de distorsión de entrepiso con respecto a la distorsión global (promedio del nivel de desplante a la azotea). En términos generales, para los edificios diseñados, se

aprecia que la distorsión máxima de entrepiso demanda es, en todos los casos, aproximadamente el doble de la distorsión máxima global demandada, algo a tomar muy en cuenta cuando se quiere diseñar exclusivamente a partir de procedimientos y métodos simplificados.

En la Figura 17c se presenta la relación entre las demandas máximas de ductilidad de entrepiso con respecto a la ductilidad global demandada, que está directamente relacionada con el factor *Q*. Se aprecia que para los edificios diseñados, que son regulares, existe una dispersión mayor entre las demandas máximas de ductilidad de entrepiso y globales a medida que μ_{global} ($Q_{demandada}$) aumenta; la dispersión aumenta de manera más clara cuando μ_{global}>2.6. ¿Cómo debemos interpretar esto? En opinión del que escribe, es que si apostamos más por la capacidad de deformación inelástica global del sistema (en términos de *Q*, representada en esta gráfica por μ_{global} o $Q_{demandada}$), entonces, en diseños típicos de los despachos de diseño de México, donde se cambian armados y/o secciones de vigas y columnas cada *M* número de niveles, existe el riesgo de que algún entrepiso intermedio quede vulnerable y, por ello, se demanden en él grandes respuestas inelásticas que, si no son bien controladas en el proceso de diseño con un detallado adecuado, terminarán en el desarrollo de un piso débil intermedio, algo que por supuesto, hemos visto en estructuras fuertemente dañadas o con colapsos tanto en el sismo del 19 de septiembre de 1985, como en el más reciente del 19 de septiembre de 2017.

2.4.2 Respuesta de edificios irregulares

Se presenta el caso de estudio del edificio escalonado de 14 niveles cuya planta tipo y modelo tridimensional de ETABS se muestra en la Figura 18 (Tena 2001, Tena-Colunga 2004), para ilustrar que aún cumpliendo cabalmente con los espectros de diseño del reglamento y con todas las disposiciones de sus respectivas Normas Técnicas Complementarias, se puede diseñar y construir un edificio que se colapse, cuando el diseño se hizo para: a) emplear el máximo valor de *Q* recomendado, b) intentando diseñar para las máximas distorsiones de entrepiso permitidas y, c) la estructura es irregular y además, con poca redundancia en una dirección.

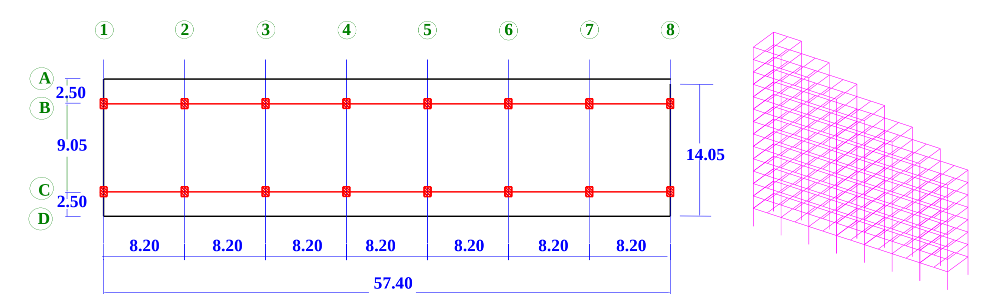
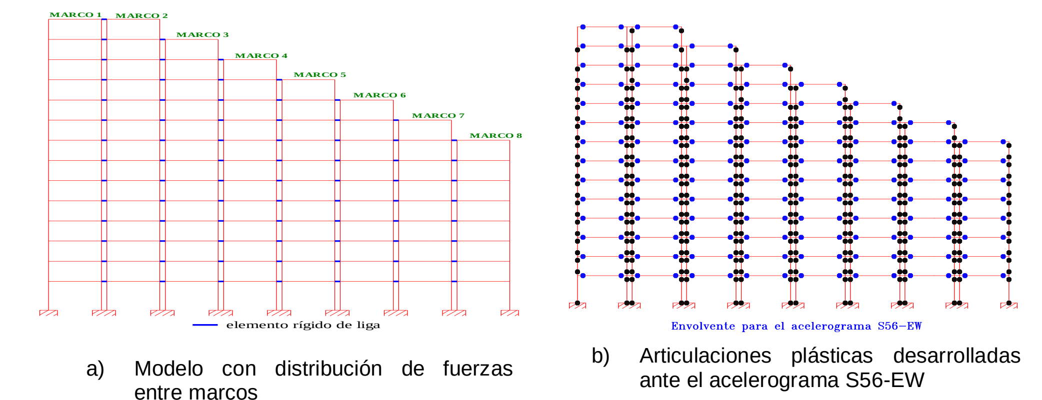


Figura 18 Planta tipo (dimensiones en metros) y modelo tridimensional del edificio IR2A (Tena 2001)

El edificio fue diseñado con marcos dúctiles de concreto reforzado suponiendo *Q*=4 conforme a las NTCS-95 y, dado que no cumple con cuatro condiciones de regularidad [esbeltez (H/L_2=3.59), planta alargada (L_1/L_2=4.08) y dos más por el escalonamiento], se diseñó también considerando un factor de

corrección por irregularidad α=0.8. La distorsión máxima de entrepiso de diseño fue Δ=0.0115 (1.15%) en el nivel 7, muy cercana al límite permitido de 1.2%. El periodo fundamental de vibración en la dirección vulnerable (marcos pocos redundantes de una crujía) fue T=1.381s.

El diseño del edificio se sujetó ante la acción de varios registros de aceleración asociados al espectro de diseño elástico que define el peligro sísmico de las NTCS-95 y, al igual que en el estudio anteriormente expuesto, se consideraron resistencias nominales y fuentes de sobrerresistencia asociadas al detallado dúctil. Las hipótesis de modelado para análisis no lineal son exactamente las mismas que para los edificios regulares anteriormente expuestos y, por ello, también se usó un modelo que considera la redistribución de fuerzas entre los marcos en la dirección débil (poco redundante, pues sólo existen marcos de una sola crujía), el cual se ilustra en la Figura 19a.



a) Modelo con distribución de fuerzas entre marcos

b) Articulaciones plásticas desarrolladas ante el acelerograma S56-EW

Figura 19 Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección la dirección *Y* del edificio IR2A empleado para los análisis dinámicos paso a paso no lineales

El diseño de este edificio presentó respuestas indeseables en la dirección poco redundante ante todos los registros de aceleración considerados, incluyendo el registro SCT85-EW; sin embargo, fue incapaz de resistir la acción del registro artificial S56-EW (para el sitio plaza Córdoba, Roma Norte), dado que aún considerando fuentes de sobrerresistencia, el edificio entró en resonancia estructural no lineal que lo llevaron a su colapso numérico, como se aprecia en el mapeo de articulaciones plásticas desarrolladas, donde se articulan en teoría todas las vigas y la enorme mayoría de las columnas (Figura 19b), y en la Figura 20, donde se presenta el detalle de la respuesta dinámica de los primeros once entrepisos de los marcos cortos, más la respuesta global, dónde se observa que se produce una inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso, asociado también a los efectos P-Δ en los marcos, debidos a su esbeltez.

De un estudio detallado de los datos obtenidos de estas simulaciones numéricas, se pudo definir que la inestabilidad comenzó aproximadamente a los 111 segundos de respuesta dinámica y ocurrió entre los niveles 4 y 6 (N4 a N6 de la Figura 20). Como se observa de esta figura, la inestabilidad evidente en los pisos superiores e inferiores ocurrió como consecuencia de la que se inició en los niveles intermedios, pues de acuerdo con las historias distorsión vs tiempo, éstas

suceden algunos segundos después, a pesar de no ser particularmente amplias al principio.

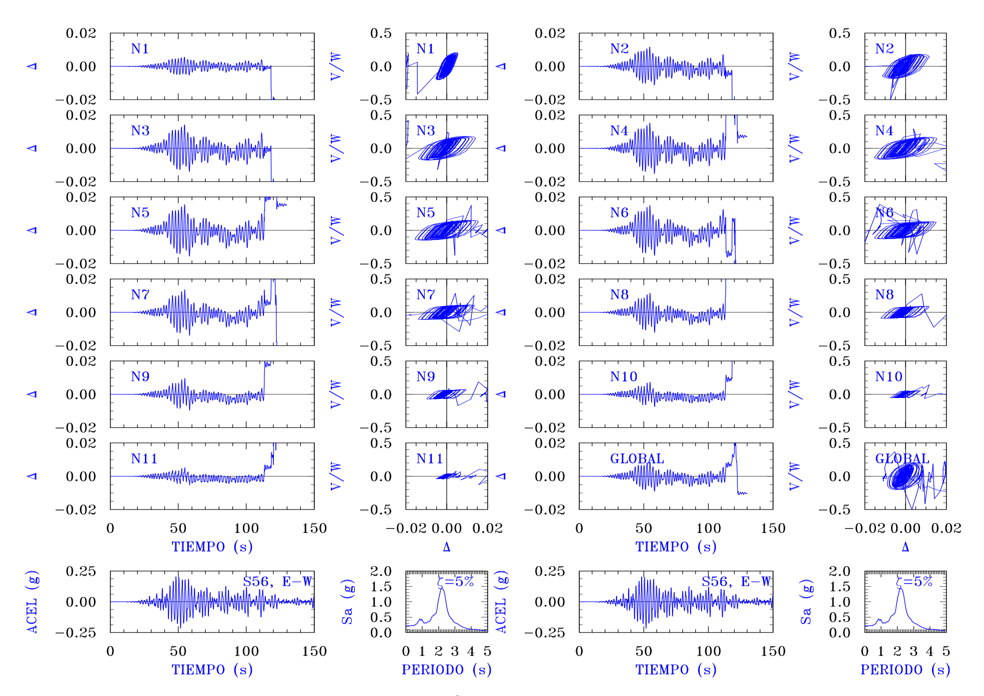


Figura 20 Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos (dirección Y) del modelo IR2A ante el acelerograma S56-EW, considerando fuentes de sobrerresistencia

Desde ese entonces el autor advirtió de la enorme vulnerabilidad de estructuras poco redundantes, esbeltas y con múltiples irregularidades, más si se diseñan para distorsiones de entrepiso altas y con factores *Q* altos (aunque se cumplan con todos los requisitos de detallado y refuerzo), y sugirió revisar las consideraciones de diseño para este tipo de estructuras.

Al parecer, la recomendación de este estudio y muchos otros disponibles en la literatura técnica internacional sorpresivamente no fueron considerados por el comité de las normas de sismo de la Ciudad de México, pues de manera inexplicable e injustificada, en las nuevas NTCS-17 (2017) se aumentaron los límites de regularidad estructural por esbeltez y por planta alargada de 2.5 a 4.0, es decir, ahora proponen que una estructura es regular en esbeltez cuando $H/L_2 \leq 4.0$ y en planta cuando $L_1/L_2 \leq 4.0$. Lamentablemente, en los comentarios recientemente publicados a la actualización de estas mismas normas, no se establece con base en qué estudios se justificaría el aumento de estos límites (NTCS-20 2020). Existen un enorme número de estudios e informes de reconocimiento de daños en estructuras por sismo en el ámbito mundial donde se reconoce la mayor vulnerabilidad de: a) estructuras esbeltas y, b) estructuras con plantas alargadas, entre ellos, los presentados por el autor con base en una recopilación de los observado en sismos históricos (Tena 2010) y más recientemente, uno que reporta lo observado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Tena-Colunga *et al.* 2020).

2.5 Conclusiones sobre el abuso del comportamiento no lineal en el proceso de diseño

Con base en lo expuesto con cierta amplitud en las secciones previas el autor considera que, para evitar que en el diseño de estructuras, éstas se vean sujetas a resonancia no lineal en las amplias zonas de terreno blando de la Ciudad de México, los diseñadores no deben únicamente preocuparse por saber cuál es el intervalo de periodos dominantes del terreno, sino también preocuparse por proporcionar resistencias laterales adecuadas y detallar a las estructuras de manera tal que, en caso de necesitarse, tengan reservas suficientes y capacidad de responder ante una solicitación sísmica intensa sin que por ello tenga que sufrir grandes daños.

Por todo lo anterior, es por lo que el autor recomienda no abusar del concepto de comportamiento inelástico (usar un factor Q muy grande en el diseño), es decir, tomar como un hecho que una estructura puede desarrollar una ductilidad Q dada y, con base en ello, tratar justificar el diseñar para fuerzas menores y para distorsiones de entrepiso de diseño cercanas a los límites de distorsión de entrepiso máximos permitido por el Reglamento vigente.

Este proceso de diseño no sólo conduce a tolerar mucho daño estructural, más que el que es razonable para preservar el patrimonio de la gente, sino que además, irremediablemente, se tiene poco control o certidumbre sobre el probable comportamiento de la estructura ante un sismo de gran magnitud. Además, si las ordenadas espectrales ocasionadas por un sismo de gran magnitud rebasan a las consideradas en los espectros de diseño conforme al reglamento vigente, lo que históricamente ya ha ocurrido antes durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, y también durante el reciente sismo del 19 de septiembre de 2017 en sitios de las Alcaldías Coyoacán (por ejemplo, en Culhuacán, estación CH84, Figura 7) y Tlalpan, entonces seguramente estos diseños optimistas (más bien, irresponsables), liderarán seguramente a los edificios a desarrollar daños graves e indeseables y, quizás, hasta algunos desafortunados colapsos.

3 DAÑOS OBSERVADOS EN CDMX EN ESTRUCTURAS RECIENTES CDMX DURANTE EL SISMO DE 2017

El sismo del pasado 19 de septiembre de 2017, de falla normal, M_W=7.1 y con una distancia R=116 km del epicentro a la Ciudad de México, constituyó una buena prueba para evaluar, en lo general, qué tan adecuadas han sido las actualizaciones de las normas de 1987 a 2004, y la liberación de las distorsiones últimas de diseño hechas a partir de las NTCS-04 en particular.

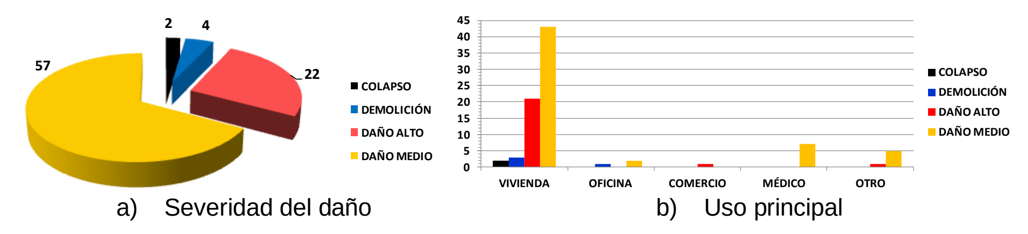
3.1 Inventario de edificios dañados y diseñados conforme a las NTCS-04

Durante el reciente sismo del 19 de septiembre de 2017 se ha apreciado mucho daño en estructuras de concreto reforzado, nuevamente en alturas entre tres y 17 niveles, principalmente. Aunque como era de esperarse, muchas de las

estructuras de concreto reforzado dañadas seriamente o que se colapsaron fueron diseñadas y construidas antes de 1987 (Tena-Colunga *et al.* 2020), el hecho es que existen estructuras que se colapsaron o dañaron de manera importante y que fueron diseñadas y construidas conforme a las normas de 1976 (primer reglamento de resistencia última y estado límite de prevención de colapso), incluyendo a las normas de 1987 a 2004.

Como parte de un inventario muy detallado en que ha estado trabajando el autor, hasta el mes de abril de 2020 se han encontrado, documentado y confirmado un total de 85 edificios construidos después de 2004 que experimentaron daño estructural importante, de riesgo medio hasta el colapso (Figura 21). Además existen daños en dos columnas de concreto reforzado del tramo elevado de la línea 12 del metro en Tláhuac (construidos en 2010) y dos casas-habitación para un total de 89 estructuras dañadas que fueron construidas después de 2004. De los 85 edificios, 69 tienen uso de vivienda (Figura 21b).

De estos 85 edificios, seis ya no existen, pues dos experimentaron colapso, el muy conocido y mediático edificio de Zapata 56 (Figura 28), y el aún más trágico caso del edificio de Bretaña 90, (Figura 29) y otros cuatro edificios ya fueron demolidos (incluye la casa habitación).



a) Severidad del daño b) Uso principal

Figura 21 Edificios dañados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 y que fueron diseñados, en teoría, conforme a las NTCS-04 (2004)

Conforme se aprecia en la Figura 21a, existen 22 edificios con daño estructural y no estructural muy importante (riesgo alto) y 57 más con daño estructural y no estructural moderado (riesgo medio). El autor tiene ubicados y clasificados al menos otros 21 edificios, la mayoría con uso de vivienda, que aparentemente sólo experimentaron daño estructural ligero, por lo que se ve desde su exterior exclusivamente.

Dado que la mayoría de los edificios construidos después de 2004 y que experimentaron daño son condominios, la mayor parte de este inventario se concentra en edificios entre cinco y diez niveles (Figura 22), particularmente en seis niveles (23) y ocho niveles (13). De hecho, de los dos edificios que experimentaron colapso, uno era de seis niveles (Bretaña 90), y el otro de ocho niveles (Zapata 56).

Como era de esperarse, muchos de los edificios dañados presentan claras condiciones de irregularidad estructural conforme se definen en las NTCS-04 (2004), como se ilustra en las Figuras 23 y 24. De hecho, el promedio de condiciones de regularidad no satisfechas por edificio dañado fue de 3.4, lo cual es altísimo, más alto que el promedio de todos los edificios diseñados conforme a reglamentos de prevención de colapso (Tena-Colunga *et al.* 2020).

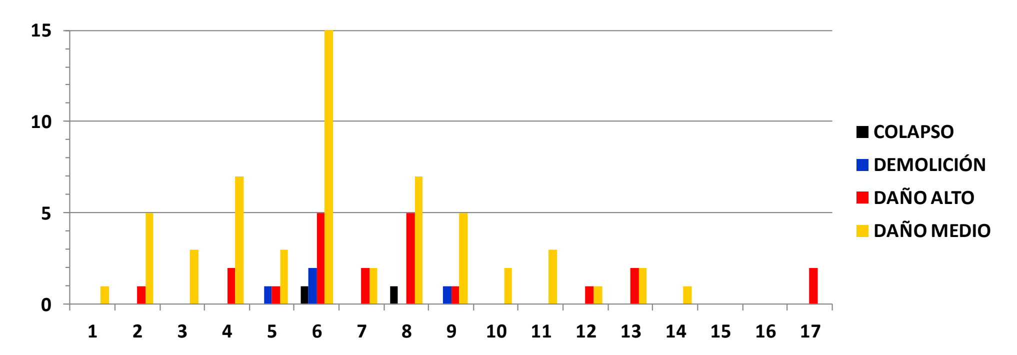


Figura 22 Relación del número de pisos con la severidad del daño observado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 para edificios diseñados, en teoría, conforme a las NTCS-04 (2004)

Al ser el mayor inventario de edificios dañados empleados para vivienda, dominan las configuraciones con piso suave (Figura 23) y varias plantas en **I** o U (Figura 24), donde no se tuvo el cuidado de desligar a dos alas de departamentos al conectarlas rígidamente mediante vigas y el sistema de piso en lo que, normalmente, es la zona de elevadores y escaleras. Estas estructuraciones son muy vulnerables, y así lo refleja la incidencia del daño observado.

Como se aprecia en la Figura 23, existieron además un número importante de daños por torsión en edificios en esquina y otros con fuentes adicionales de excentricidad torsional (cubos de escaleras y/o elevadores excéntricos, aberturas de piso muy excéntricas, elementos sismo-resistentes excéntricos, etc.).

Cabe resaltar también que edificios que son irregulares en esbeltez (H/L_2>2.5) y en planta (L_1/L_2 >2.5) conforme a las NTCS-04, presentaron daño tan importante como el observado en edificios en esquina y con excentricidades torsionales (Figura 23), por lo que, nuevamente, este dato no apoya la modificación hecha en las nuevas normas (NTCS-17 2017, NTCS-20 2020).

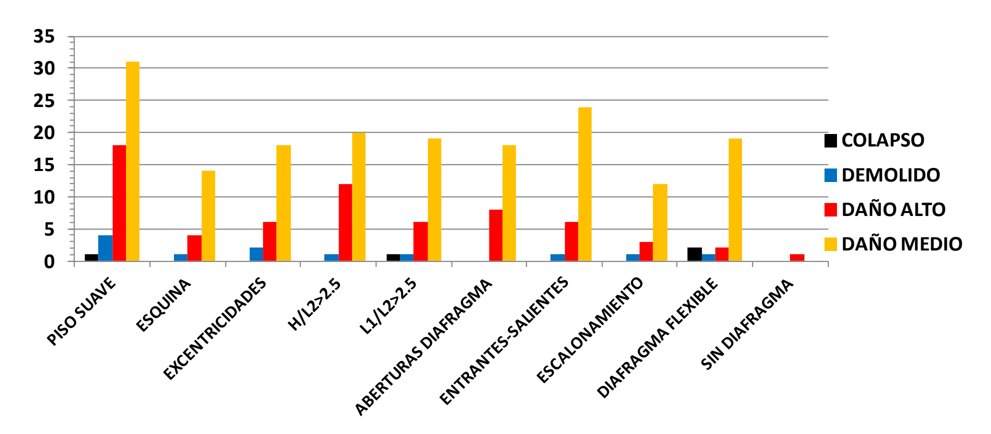


Figura 23 Relación de condiciones de irregularidad estructural con la severidad del daño observado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 para edificios diseñados, en teoría, conforme a las NTCS-04 (2004)

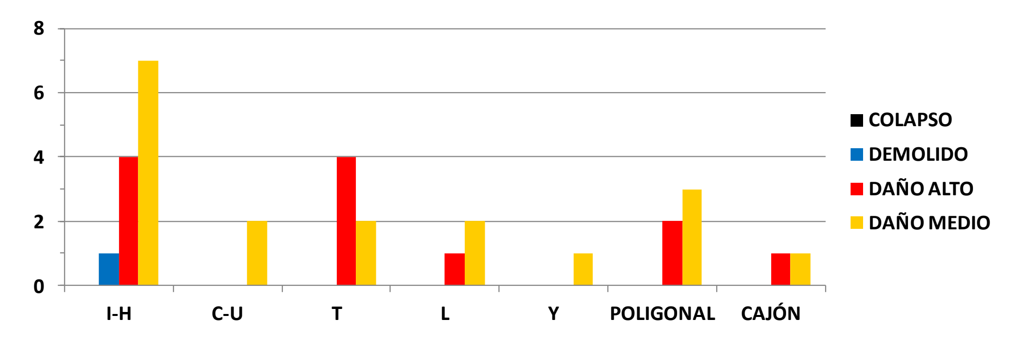


Figura 24 Relación de la configuración en planta con la severidad del daño observado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 para edificios diseñados, en teoría, conforme a las NTCS-04 (2004)

El dato más alarmante es el daño observado en edificios que tienen diafragmas flexibles (Figura 23), con base en losas de concreto muy aligeradas con bloques exageradamente grandes de espuma de poliestireno, entre los cuales está el colapso del edificio Bretaña 90, como se explica más adelante.

3.2 Correlación del daño observado con las NTCS-04

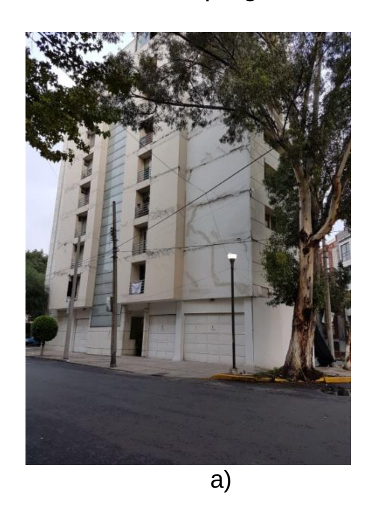
Aunque es cierto que por una parte en las NTCS-04 se actualizó de manera prudente el peligro sísmico y eso se refleja en las amplitudes de los espectros elásticos de diseño conforme al Apéndice A (Figura 5), por otra parte, en las NTCS-04 se han permitido distorsiones últimas de diseño más grandes y, por ende, se tolera un daño mayor.

Cabe señalar que los espectros de diseño elásticos de las NTCS-04 consideran dentro de las cuatro fuentes sismogénicas más desfavorables posibles, tanto un sismo de subducción de M_S=8.2 con epicentro probable a una distancia de R=300 km, como un sismo de falla normal de M_S=6.5 a una distancia crítica R=80 km. Por lo tanto, aunque por una parte el sismo de falla normal reciente tiene una magnitud asociada a una energía mucho mayor a la contemplada, por otra parte la distancia entre el epicentro y la Ciudad de México a la que ocurrió es mayor a la crítica considerada. Además, normalmente las ordenadas espectrales obtenidas en los espectros de peligro uniforme en los que se basan los espectros de diseño de las NTCS-04 se rigieron, para casi todo el intervalo de periodos, por el escenario asociado a los sismos de subducción (Ordaz *et al.* 2003).

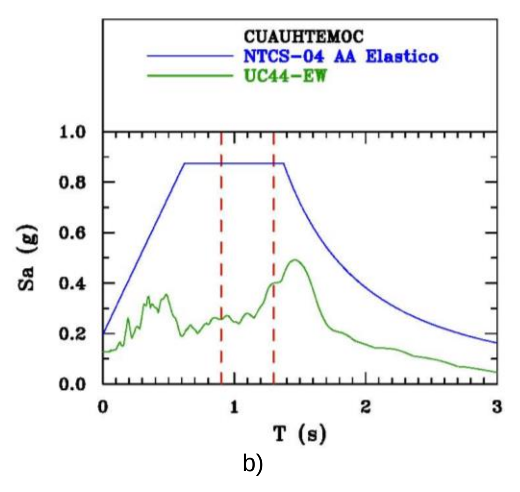
Salvo algunos edificios ubicados en sitios al sur de la ciudad, como cuatro edificios ubicados en terrenos blandos de las Alcaldías Coyoacán (1), Tlalpan (2) y Tláhuac (1), donde las ordenadas espectrales asociadas a las estaciones acelerométricas ahí ubicadas y que registraron el sismo del 19 de septiembre de 2017 si tienen amplitudes importantes (por ejemplo, Figura 7), en el resto de la ciudad el peligro sísmico estuvo más que razonablemente cubierto para las ordenadas espectrales que se presentaron en la mayor parte de la zona del lago durante este sismo, ya que los espectros de respuesta elásticos para ζ=5% en la mayoría de esas zonas no llegaron ni al 50% de las ordenadas de los espectros de diseño elástico transparentes del Apéndice A, como se discute a continuación.

En opinión del que escribe, es inaceptable entonces que, en esos sitios, estructuras diseñadas conforme a las normas de 2004 presentaron daños.

En la Figura 25b se presenta el espectro elástico de diseño del Apéndice A para el sitio en la colonia Cuauhtémoc donde se ubica el edificio de ocho niveles con base en marcos de acero y sistema de piso de losacero que se presenta en la Figura 25a y que, de acuerdo con sus coordenadas geográficas, el periodo del sitio obtenido con el programa Sasid es T_s=1.146s.



a)



b)

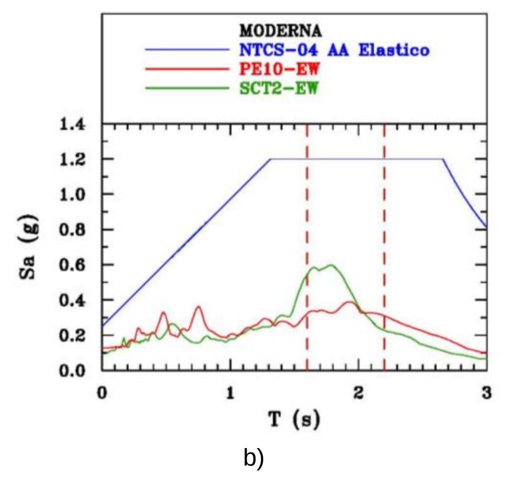
Figura 25 a) Daños observados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 para un edificio de ocho niveles ubicado en la Colonia Cuauhtémoc y construido en 2006 en la zona del lago de la Ciudad de México, b) espectros de diseño elástico (Q=1) del Apéndice A de las NTCS-04 para el sitio (T_s=1.146s) y su comparación con el espectro de respuesta elástico para ζ=5% más intenso de la estación más cercana, UC44, de la red acelerométrica del Valle de México operada por el CIRES

Conforme al sistema estructural empleado y su altura (número de niveles), se marca en la Figura 25b con líneas verticales punteadas un intervalo de periodos probable en que pudieran ubicarse los periodos fundamentales de vibración para este edificio, incluyendo incertidumbres e interacción suelo-estructura, basándose en la experiencia del autor y en recomendaciones hechas a partir del estudio de edificios instrumentados (Murià y González 1995). Este edificio está, en realidad, muy cercano a la ubicación de la estación UC44 operada por el CIRES, y en esa misma figura se presenta el espectro de respuesta de aceleración de su componente más fuerte, que fue la EW. Como se aprecia, el espectro de diseño del Apéndice A de las NTCS-04 envuelve ampliamente al de respuesta elástico del registro de aceleración, por lo que dado que es un edificio sin problemas de colindancias (ocupa una manzana completa), llama poderosamente la atención no sólo que haya experimentado daños, sino que éstos sean graves. ¿Se habrá abusado de la inelasticidad para fines de diseño y entonces se movió la franja de respuesta resonante hacia donde se encontraba el periodo fundamental de esta estructura? Para contestar esta pregunta con cierta certeza, se requiere, obviamente, información muy detallada del proyecto que, de momento, el autor no dispone.

El mismo ejercicio se repite en la Figura 26b para los dos edificios de 17 niveles con base en marcos no dúctiles de concreto reforzado con losa plana aligerada ubicados en la colonia Moderna (Figura 26a) y en la Figura 27b para el edificio de siete niveles con base en marcos no dúctiles de concreto reforzado con sistema de piso de vigueta y bovedilla de grandes bloques de espuma de poliestireno ubicado en la colonia Roma Sur (Figura 27a). Las hipótesis son análogas a los discutidos anteriormente, los periodos de esos sitios obtenidos con el programa Sasid fueron T_s=2.115s para la colonia Moderna y T_s=1.506s para la Roma Sur.



a)



b)

Figura 26 a) Daños observados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 para un edificio de 17 niveles ubicado en la Colonia Moderna y construido entre 2007 y 2011 en la zona del lago de la Ciudad de México, b) espectros de diseño elástico (Q=1) del Apéndice A de las NTCS-04 para el sitio (T_s=2.115s) y su comparación con los espectros de respuesta elásticos para ζ=5% más intensos de las estaciones más cercanas, PE10, de la red acelerométrica del Valle de México operada por el CIRES y SCT2, operada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM

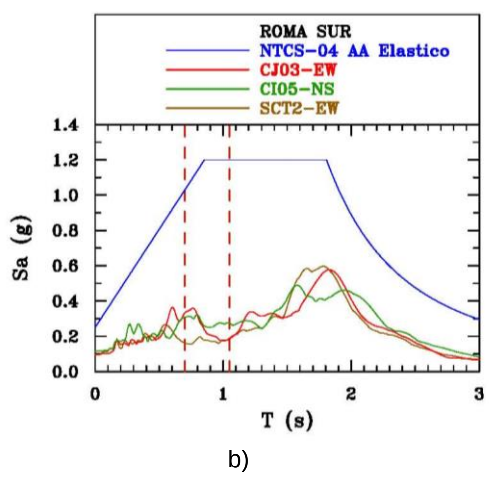
En ambas figuras se aprecia que el espectro elástico de diseño conforme al Apéndice A envuelve más que razonablemente a los espectros de aceleración elásticos de las estaciones más cercanas. Curiosamente, estos dos edificios tampoco tenían problemas de colindancias, aunque el de la Roma Sur (Figura 27a) es un edificio en esquina, y eso también lo perjudicó. Nuevamente, suponemos, sin tener mayor información de los proyectos, que la única manera de experimentar un daño tan severo es, nuevamente, abusar del comportamiento inelástico en las hipótesis de diseño y, seguramente, también de las distorsiones últimas de diseño, liderando muy posiblemente a estructuras lateralmente flexibles y con relativamente poca resistencia ante carga lateral.

Finalmente, el mismo ejercicio se repitió para los dos edificios que experimentaron colapso, el edificio de ocho niveles (incluyendo la armadura con las celdas solares) ubicado en Zapata 56 (Figura 28) y el edificio de seis niveles ubicado en Bretaña 90 (Figura 29). Ambos edificios tenían un sistema de piso muy flexible y poco resistente: vigueta y bovedilla de espuma de poliestireno (por ejemplo, Figura 29b). A partir de los espectros elásticos de diseño conforme al

Apéndice A de las NTCS-04 para los periodos de esos sitios (Figuras 28b y 29c), y su comparación con los espectros de respuesta elásticos obtenidos para las estaciones más cercanos, uno sólo puede concluir que los espectros de diseño elásticos cubrían más que razonablemente las demandas a que fueron sometidos estos edificios. Entonces, ¿por qué se colapsaron?



a)

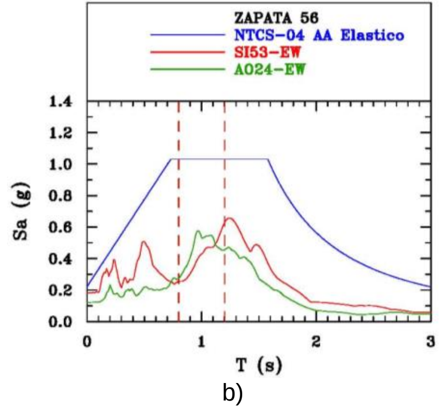


b)

Figura 27 a) Daños observados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 para un edificio de 17 niveles ubicado en la Colonia Roma Sur y construido en 2008 en la zona del lago de la Ciudad de México, b) espectros de diseño elástico (Q=1) del Apéndice A de las NTCS-04 para el sitio (T_s=1.506s) y su comparación con los espectros de respuesta elásticos para ζ=5% más intensos de las estaciones más cercanas, CJ03 y CI05 de la red acelerométrica del Valle de México operada por el CIRES y SCT2, operada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM

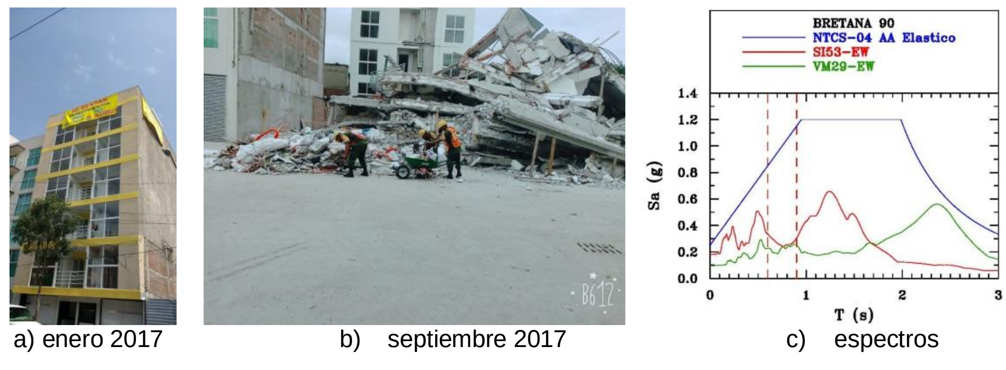


a)



b)

Figura 28 a) Colapso del edificio Zapata 56, construido en 2012, durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 y, b) espectros de diseño elástico (Q=1) del Apéndice A de las NTCS-04 para el sitio Zapata 56 (T_s=1.15s), ubicado en la colonia Portales Sur y su comparación con los espectros de respuesta elásticos para ζ=5% más las estaciones más cercanas SI53 y AO24. Las estaciones son operadas por el CIRES.



a) enero 2017 b) septiembre 2017 c) espectros

Figura 29 Colapso del edificio de departamentos en Bretaña 90 durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. El edificio se terminó de construir a finales de 2016. Se presentan los espectros de diseño elástico (Q=1) del Apéndice A de las NTCS-04 para el sitio Bretaña 90 (T_s=1.654s), ubicado en la colonia Zacahuitzco y su comparación con los espectros de respuesta elásticos para ζ=5% más las estaciones más cercanas SI53 y VM29. Las estaciones son operadas por el CIRES.

Por ser ambos casos de enorme interés, consideramos que es justificable especular educadamente a partir de la información que se tiene disponible, y en este caso nos concentraremos en el intentar entender las razones del colapso del edificio de Bretaña 90, porque es el que más le ha llamado la atención al autor.

El edificio de Bretaña 90 (Figura 29) estaba estructurado con base en columnas de concreto reforzado que formaban marcos equivalentes con un sistema de piso compuesto de viguetas y bovedillas de espuma de poliestireno, empleando muros diafragma de mampostería de piezas de arcilla industrializadas multiperforadas (tipo celosía) en las colindancias laterales. Constaba con un sótano. No hay más detalles de la cimentación disponibles. El comportamiento del edificio ubicado durante el pasado sismo del 19 de septiembre de 2017 fue francamente inaceptable.

De una foto disponible en twitter antes del sismo (Figura 29a), se aprecia que la estructuración del mismo favorecía un potencial piso suave o flexible. De sus escombros (Figura 29b) se aprecia tanto el uso de un sistema de piso de vigueta y bovedilla con bloques de espuma de poliestireno, que es muy flexible (Tena *et al*. 2013, Tena-Colunga *et al.* 2015) y poco resistente lateralmente, como columnas de sección transversal reducida, aunque con estribos espaciados, en teoría, adecuadamente para un detallado no dúctil. Además, el edificio experimentó choque estructural con su vecino ubicado en Bretaña 92.

Por lo tanto, el edificio parece haber tenido una gran flexibilidad lateral, poca resistencia en su sistema de piso para transmitir cargas laterales y una interacción suelo-estructura importante, lo que pudo favorecer el que se desarrollara un colapso, a pesar de que las demandas espectrales para esta zona de la ciudad (Figura 29c) no eran, en teoría, suficientemente grandes para llevarlo a su colapso.

Existen, por otra parte, versiones en la prensa, a través de los vecinos, y de una foto de Google Maps de 2014, acerca de una posible corrupción en la

construcción del inmueble, donde se informa que se empleó parte de una casa existente y sobre ella se construyeron los pisos adicionales entre 2014 y 2016, anunciándose como un edificio totalmente nuevo en 2017 (Figura 29a). De confirmarse entonces: ¿el sótano era lo único que actuaba como cimentación en este edificio? Lamentablemente, no hay más información disponible, ni en el dictamen público hecho para el Instituto para la Seguridad de las Construcciones. Las preguntas son: ¿se habrá permitido diseñar y construir una estructura muy flexible cerca de la resonancia estructural, empleando parte de una construcción existente?, ¿Quién revisó y autorizó este proyecto?

Con la finalidad de intentar explicar algunas de las razones adicionales de este colapso en particular, empleamos de manera simplificada los espectros de demanda de ductilidad propuestos por el autor hace tiempo para evaluar estructuras existentes (Tena 1997 y 1998, Tena-Colunga 2001). Se aprecia en la Figura 29c que de las estaciones acelerométricas más cercanas, la más crítica para la evaluación sería la estación SI53, localizada en la colonia San Simón Ticumac, alrededor de kilómetro y medio en línea recta del sitio Bretaña 90 (unas 15 cuadras). Por ello, para la evaluación a partir de espectros de demandas de ductilidad se emplea el registro SI53-EW, que se muestra en la Figura 30.

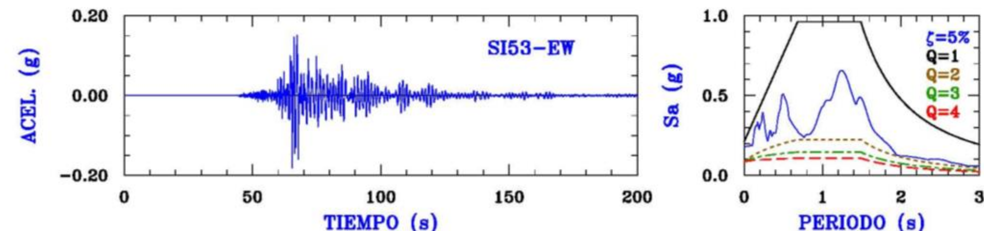


Figura 30 Registro de aceleración SI53-EW obtenido en el sitio San Simón Ticumac (Alcaldía Benito Juárez) durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 y su correspondiente espectro de respuesta elástico para ζ=5%. En la figura también se muestra el espectro de diseño elástico (Q=1) del Apéndice A de las NTCS-04 considerando el periodo de ese sitio (T_s=1.241s) y los espectros de diseño ya reducidos por $Q´R$ cuando se consideran Q=2, Q=3 y Q=4. La estación acelerométrica es operada por el CIRES

Para calcular los espectros de demanda de ductilidad de este edificio, y dada la ausencia de información relevante sobre su construcción y diseño, se hicieron las siguientes hipótesis gruesas. El periodo natural de vibración de la estructura se estimó que pudo oscilar entre *0.10N* y *0.15N* (marcado entre líneas verticales en las Figuras 31 y 32), tomando en cuenta: a) las fórmulas propuestas por Murià y González (1995) para edificios en suelos blandos con base en marcos y muros (T=0.102N) y sólo en marcos (T=0.126N), b) la oscilación de los periodos fundamentales de vibrar de edificios con base en marcos de concreto reforzado en base rígida reportados en Tena-Colunga *et al.* (2008), que varían en el intervalo 0.07N<T<0.125N (Figura 17a) y, c) que el sistema de piso era relativamente flexible, así que, aunque no hay estudios en este sentido para este sistema de piso, se debía extender el límite superior y, por ello, haciendo una hipótesis educada basada en la intuición y experiencia, se propuso T=0.15N como límite superior.

Para definir la resistencia nominal de diseño, y dado que, de entrada, el intervalo de periodos considerado cae en la rama ascendente de los espectros de

diseño, se decidió tomar el periodo más conservador, que en este caso fue T=0.6N=0.6s. Si el diseño se hubiera hecho conforme a lo establecido en las NTCS-04, se hubiera decidido que la estructura presentaba dos condiciones de irregularidad importantes: un potencial piso suave y flexibilidad de diafragma, por lo que se debió diseñar como irregular y emplear al menos un factor correctivo α=0.8. De igual manera, el sistema empleado y el detallado provisto no cumplen los requisitos de marcos dúctiles, por lo se debió considerar Q=2 en el diseño. Como frecuentemente hacían la mayoría de los diseñadores con las NTCS-04, se diseñaba conforme al cuerpo principal (CP) y sin considerar la interacción suelo-estructura. Así, la resistencias empleadas para Q=2 corresponden al espectro del cuerpo principal que, de hecho, en el intervalo de interés considerado, coincide con el del Apéndice A (AA) para Q=2.

Al autor le resulta claro que el edificio Bretaña 90 debió diseñarse como una estructura irregular; sin embargo, también sabe que algunos diseñadores, de manera irresponsable, no revisan las condiciones de irregularidad y olímpicamente diseñan todas las estructuras como regulares (sin afectar por α). Dados los fuertes rumores de que hubo corrupción en esta construcción, no le sorprendería que éste hubiera sido el caso. Finalmente, no se quiso descartar la posibilidad de diseños totalmente irresponsables donde se le asignó valores de Q para estructuras que debieron construirse con detallado dúctil, en una estructura que la evidencia rescatada de su colapso nos indica que no tenía detallado dúctil. Por eso, se calcularon también espectros suponiendo que se pudo emplear Q=3 y Q=4. Para modelar el comportamiento global de la estructura, a falta de mejor información, de manera optimista se empleó un modelo de Takeda, que sólo considera la degradación de rigidez, y se emplearon los parámetros para degradación de las pendientes de descargas en ciclos grandes (B_0=0.1) y para ciclos pequeños (B_1=0.9) que se ilustran en la Figura 10.

Así, considerando todas estas hipótesis, se calcularon los espectros de demanda de ductilidad que se muestran en la Figura 31, cuando se considera que sólo se desarrollan las resistencias nominales de diseño, que sería un escenario crítico y conservador, pues se considera que no se desarrollará sobrerresistencia alguna (se considera que se desarrollará R=1). Bajo estas hipótesis, se aprecia de la Figura 31 que, para el intervalo de periodos de interés (marcado por las líneas verticales), el edificio de Bretaña 90 no debió sufrir daño alguno si se hubiera diseñado como irregular (α=0.8) para un Q=2, es decir, para una resistencia nominal V/W=0.257. De hecho, aún si no se hubiera diseñado como irregular para un Q=2, el desarrollar su resistencia nominal (V/W=0.205) le hubiera permitido sobrevivir el sismo con muy poco daño, o ninguno. Sin embargo, si se abusa del comportamiento inelástico, suponiendo un factor Q grande (Q=3 o Q=4), o de manera equivalente, por corrupción se diseño de manera que se desarrollen resistencias nominales bajas para el sitio de interés ($V/W \leq 0.145$), entonces las demandas máximas de ductilidad en la franja de interés son demasiado altas para una estructura que, claramente, no disponía de un detallado dúctil.

En la Figura 32 se presentan los espectros de demanda de ductilidad considerando que toda estructura diseñada profesionalmente debe desarrollar una sobrerresistencia. En este caso, por la condición potencial de piso suave y la debilidad del sistema de piso, la máxima sobrerresistencia que se consideró pudo desarrollar este edificio fue R=1.5. Cabe señalar que existen muy pocos estudios

donde se ha evaluado la sobrerresistencia desarrolladas en estructuras con primer piso suave y débil (Moehle y Sozen 1980, Tena-Colunga 2010, Tena-Colunga y Hernández-García 2020). De sus experimentos en mesa vibradora de modelos planos a escala, Moehle y Sozen (1980) reportan que se desarrollaron sobrerresistencias entre 1.14 y 1.30 para sus modelos con primer piso suave y débil. Del los análisis dinámicos no lineales de modelos de edificios de 12 niveles con primer piso suave diseñados conforme a las NTCS-04 y estudiados por el autor, se estimaron sobrerresistencias desarrolladas entre 1.47 y 1.57 (Tena-Colunga 2010). De esta manera se justifica proponer un valor de 1.5.

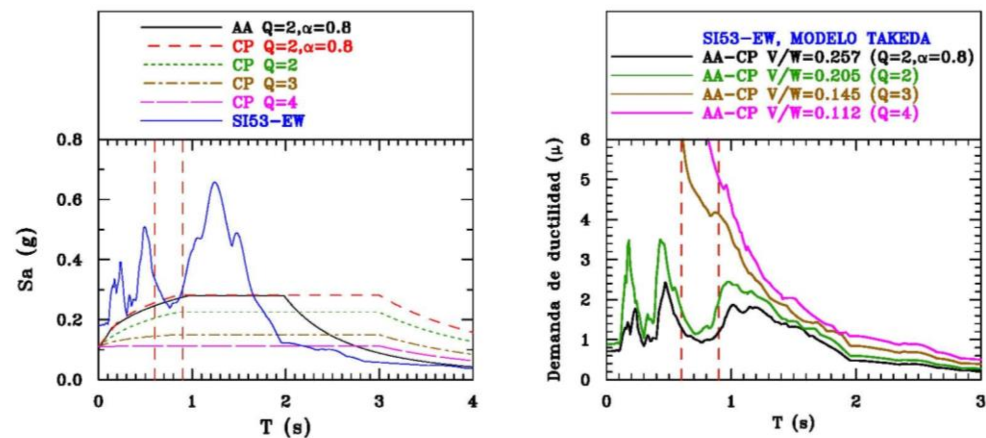


Figura 31 Espectros de diseño de las NTCS-04 para el sitio Bretaña 90 (T_s=1.654s) para estructuras regulares e irregulares (α=0.8) conforme al Apéndice A (AA) y el Cuerpo Principal (CP) y espectros de demanda de ductilidad para el acelerograma SI53-EW considerando el modelo histerético de Takeda con B_0=0.1 y B_1=0.9. Los espectros de demanda de ductilidad se calcularon para las *Q* indicadas y para las resistencias de diseño *V/W* nominales (divididas por *Q´R*)

De la observación de la Figura 32 se confirma que, para el intervalo de periodos de interés (marcado por las líneas verticales), el edificio de Bretaña 90 no debió sufrir daño alguno si se hubiera diseñado para *Q*=2, aún más si se hubiera diseñado como irregular (α=0.8). En este caso, si se desarrollara este nivel de sobrerresistencia, el daño severo estaría asociado a un diseño con *Q*=4 o, de manera equivalente, se desarrollara una resistencia lateral máxima *V/W*≤0.169, ya que las demandas máximas de ductilidad en la franja de interés son altas para una estructura sin detallado dúctil.

De esta manera, los resultados de este ejercicio le permiten al autor suponer educadamente que el colapso del edificio Bretaña 90 muy posiblemente estuvo asociado, en gran medida, a que la estructura desarrolló una resistencia lateral máxima muy por debajo de la que debería haber tenido en un diseño que cumpliera cabalmente con los lineamientos mínimos de las NTCS-04, que tomando en cuenta el detallado observado de los escombros (no dúctil), se debió considerar *Q*=2 en su diseño y, además, emplearse un factor de corrección por irregularidad α=0.8.

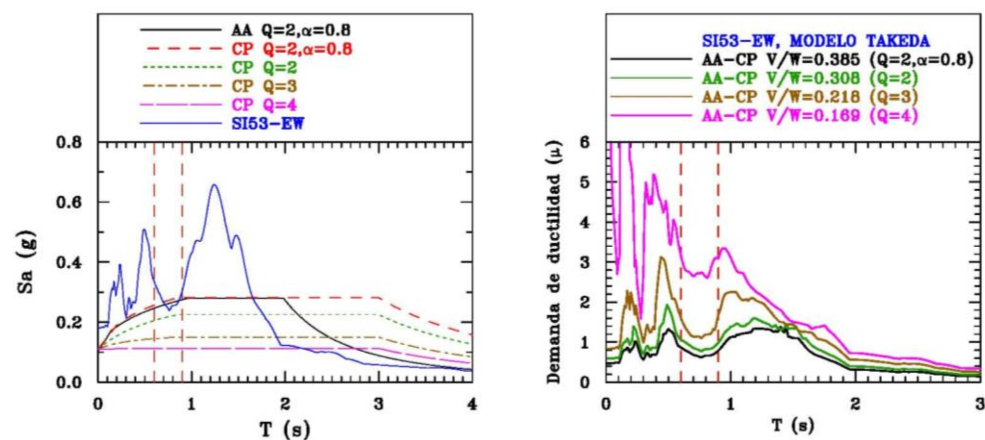


Figura 32 Espectros de diseño de las NTCS-04 para el sitio Bretaña 90 (T_S=1.654s) para estructuras regulares e irregulares (α=0.8) conforme al Apéndice A (AA) y el Cuerpo Principal (CP) y espectros de demanda de ductilidad para el acelerograma SI53-EW considerando el modelo histerético de Takeda con B_0=0.1 y B_1=0.9. Los espectros de demanda de ductilidad se calcularon para las *Q* indicadas y para las resistencias de diseño *V/W* que ya toman en cuenta que se desarrolla una sobrerresistencia *R*=1.5

Por supuesto, el colapso se explica también porque además, el edificio Bretaña 90 tenía las siguientes deficiencias: a) dos condiciones fuertes de irregularidad estructural (potencial piso suave y diafragmas semiflexibles), b) poca capacidad del sistema de piso para resistir correctamente las fuerzas sísmicas y repartirlas adecuadamente entre los elementos resistentes (muros y columnas), c) una cimentación inadecuada que favoreció el cabeceo y efectos de interacción suelo-estructura importantes y, d) un problema de colindancias, que favoreció el choque estructural.

De esta manera, se pueden explicar las posibles razones del colapso. El edificio no tenía suficiente resistencia lateral conforme a las normas ya sea por: a) emplear un valor de *Q* inadecuado en diseño con base en sus características estructurales y detallado o, b) un diseño estructural corrupto, en cuyo caso, no sólo debiera buscarse a los responsables del diseño estructural, al Corresponsable en Seguridad Estructural y al Director Responsable de Obra, sino refundir también en la cárcel al personal administrativo de la Alcaldía Benito Juárez que autorizó la construcción de este edificio.

Ciertamente, los casos de los edificios de Bretaña 90 y Zapata 56 indignan, pues sus colapsos durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 sólo se pueden explicar racionalmente a través de dos argumentaciones lógicas: a) incompetencia supina en el diseño estructural y construcción y/o, b) un acto de corrupción supremo.

Sin embargo, como gremio, debemos también ser autocríticos y reflexionar el por qué hubo tantos otros edificios construidos después de 2004 (en teoría, diseñados conforme a las NTCS-04) con daños estructurales de medianos a severos y la enorme mayoría de ellos son edificios para vivienda. No en todos los casos los daños pueden explicarse con posibles actos de corrupción. El autor es un convencido que entre las razones principales de tanto daño en la mayoría de

estos edificios es el exagerado optimismo, en el proceso de diseño, en la selección del factor *Q* e intentar diseñar para la máxima distorsión de entrepiso permitida en las NTCS-04 para el sistema estructural de interés para obtener “diseños más económicos”.

En este sentido, el autor reafirma su convicción de que el objetivo de la ingeniería estructural es garantizar diseños seguros que permitan, tanto preservar la vida de quienes habitan las estructuras, como de proteger su patrimonio, no el buscar hacerlas económicas a costa de poner todo en un gran riesgo. En síntesis, y como el autor les dice frecuentemente a sus alumnos en sus clases: “la ingeniería estructural debe ser buena, no barata”.

4 DISEÑO SISMORRESISTENTE RESILIENTE: EL FUTURO RESPONSABLE DE LA INGENIERÍA SÍSMICA

En opinión del autor, el diseño sismorresistente para el estado de prevención de colapso ya está obsoleto ante las necesidades y realidades actuales, tanto sociales como económicas de nuestro país, de nuestras ciudades y nuestras poblaciones. Es inaceptable que el gremio del diseño sismorresistente a nivel mundial todavía considere como razonable diseñar para el estado de prevención de colapso (pérdida económica total o cuantiosa de los inmuebles), no importando sus metodologías de diseño: la tradicional (el método de las fuerzas conforme al reglamento), o las supuestamente “avanzadas” e “innovadoras” (diseño por desplazamientos, diseño por desempeño, etc.).

De hecho, Aguiar (2017), al presentar el interesantísimo estudio del Edificio Fragata ubicado en la Bahía de Caraquez, el cual resultó con daños reparables durante el sismo del 16 de abril de 2016 y donde planteó tres distintas opciones de refuerzo, concluye que, en efecto, al haberse demolido este edificio en lugar de haberse reparado, demuestra que la gente no acepta el diseño por ductilidad y el daño asociado ello. En México la gente es de la misma opinión y, me atrevería a decir, en la mayor parte del mundo actualmente.

Por ello, los ingenieros dedicados al diseño sismorresistente, a la investigación e involucrados en los comités de los reglamentos de diseño tenemos que cambiar de mentalidad y movernos hacia la meta de un diseño resiliente ante el sismo máximo probable o creíble, donde se garantice que las estructuras no sólo preserven las vidas de los que las ocupan, sino que el daño máximo que se tolere sea fácilmente reparable, permitiendo su ocupación inmediata o casi inmediata.

De hecho, podemos movernos en esta dirección con relativa facilidad y utilizando prácticamente todas las metodologías de diseño actuales (diseño por los métodos de las fuerzas, de los desplazamientos y de desempeño), ajustando las variables claves del diseño sismorresistente. En cuanto al método de las fuerzas, lo más urgente sería redefinir las distorsiones últimas de diseño que se pueden permitir para cada sistema estructural, de manera que se garantice un daño fácilmente reparable (por ejemplo, Figura 3a). No estaría de más, además, no permitir que los ingenieros abusen, en teoría, del comportamiento inelástico a partir de asignar un valor de reducción por ductilidad (*Q*) alto.

Se debería exigir, como obligatorio, que se revise cualquier proyecto mediante un análisis dinámico no lineal riguroso del diseño propuesto, donde se presenten las magnitudes de las deformaciones máximas y residuales de los elementos estructurales principales, precisamente para monitorear y justificar que el diseño propuesto lidere a deformaciones inelásticas máximas y residuales que garanticen un daño que sea fácilmente reparable como objetivo último ante la acción extrema. Además, en todas las normas técnicas complementarias de diseño de los distintos materiales, se debería exigir que el detallado estructural fuera dúctil, pues esto garantiza que la estructura tenga reservas importantes para resistir acciones que rebasen las consideradas en los espectros de diseño que definen el peligro sísmico. Como se ha constatado en sismos intensos, esto sí ocurre más que frecuentemente en la Ciudad de México (por ejemplo, Figuras 5 y 7).

Los costos iniciales “adicionales” por apostarle a diseños dúctiles y resilientes de este tipo son realmente despreciables con respecto al costo final y total de un edificio. El costo de la cimentación y del sistema estructural oscila entre el 20% y 30% del costo total para proyectos de edificios comunes de mediana altura (por ejemplo, Charette y Marshall 1999), pues la mayor parte del costo del proyecto se lo llevan las instalaciones y todo lo relacionado con los acabados arquitectónicos para su uso, aún en los Estados Unidos, donde los costos de mano de obra son altos. En proyectos de edificios de gran altura, el costo inicial de cimentación y estructura pudiera incrementarse hasta el 35%, pues las instalaciones y los acabados arquitectónicos serán siempre lo más caro.

Por ejemplo, se ha demostrado en estudios recientes, donde se hacen estimaciones serias y realistas de los costos iniciales de construcción, con base en emplear el costo real de los materiales de construcción al momento de hacer el cálculo, que el costo adicional por voluntariamente proporcionar un detallado dúctil a las vigas y columnas de edificios con disipadores de energía oscila entre el 6 % y el 12% con respecto al proyecto donde el detallado corresponde al mínimo que permite el reglamento para marcos no dúctiles (Nangullasmú y Tena 2016). La diferencia en el comportamiento no lineal es notoria; el darle ese confinamiento adicional a vigas y columnas permite obtener diseños 100% resilientes, donde sólo los disipadores de energía, que funcionan como fusibles estructurales y pueden reemplazarse fácilmente, son los que desarrollarían comportamientos inelásticos estables, mientras en los modelos con detallado no dúctil en vigas y columnas, se tendría, en muchos casos, que tolerar daño en las vigas e incluso, en alguna que otra columna.

La reflexión es la siguiente. Aun suponiendo que por el gasto adicional en la mano de obra, se incrementara el costo de la estructura en un 10% (muy exagerada y conservadora estimación), y suponiendo un costo del 30% de lo que realmente resiste los sismos sin el detallado dúctil, entonces el costo total de una estructura de concreto reforzado con un detallado dúctil aplicado de manera voluntaria sería del 33.3%, es decir, sólo impactaría el 3.3% más del costo total del proyecto del edificio. ¿No valdrá la pena entonces movernos en esta dirección y evitar tanto desastre de todo tipo después de un sismo intenso? Un incremento de hasta el 10% o inclusive 15% del costo inicial final del edificio puede ser amortizado por los dueños o posibles compradores (en proyectos de vivienda), y

esto permitiría asegurar no tener los enormes costos sociales, de dolor humano, pérdidas materiales y de operación que se obtienen con diseños para el estado límite de prevención de colapso. Además, el pago de las primas de las pólizas de seguro por sismo se reduciría notablemente, pues las aseguradoras estarían conscientes del menor riesgo financiero para atender a sus asegurados ante la acción de un sismo futuro severo.

Por ello, el autor propone que, como gremio responsable debemos hacer una pausa y reflexionar, para poner como primer énfasis en el diseño sismorresistente de edificios modernos tanto a la seguridad de las construcciones, como el proteger el patrimonio de la gente que las habita. El autor duda muchísimo que en los edificios de vivienda que sufrieron daño moderado o grave durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Figuras 25 a 29), los condóminos afectados, que perdieron su propiedad, o han montando guardias en las calles por más de dos años y medio hasta la fecha, estén muy satisfechos con ver los muros diafragma y/o muros no estructurales de sus edificios casi totalmente destruidos, fluencias por flexión en vigas, pero columnas sanas, para que se cumpla la premisa de diseño por capacidad de viga débil – columna fuerte para el estado de prevención de colapso. Aunque estos edificios "cumplen con la filosofía de diseño del reglamento", para la gente que los habita ese no es el significado de "desempeño superior" que algunos colegas promueven desde la óptica de aprovechar al máximo la capacidad de deformación inelástica de los materiales.

Es por ello que se deben promover diseños sísmicos resilientes y tener un buen entendimiento de la dinámica elástica y no lineal, de manera que el diseñador tenga una idea clara o razonable de por dónde anda potencialmente la dinámica de su estructura y, con base en ello, tome decisiones inteligentes sobre su estructuración, o posibles modificaciones a ésta, de manera que pueda evadir o evitar, en la medida de lo posible, respuestas cercanas a la resonancia estructural (elástica y/o no lineal).

Por otra parte, independientemente del tipo de suelo, se deberían incluir siempre la modelación de la interacción suelo-estructura, pero ésta debe ser obligatoria en estructuras desplantadas en suelos blandos, por las razones expuestas e ilustradas con detalle en otros trabajos (Tena 2019).

Si estos aspectos fundamentales en el diseño sismorresistente se toman en cuenta adecuadamente, entonces el diseño razonable de estructuras de concreto reforzado (y de cualquier otro material) se simplifica notablemente, pues se reduce entonces a satisfacer premisas esenciales, que ya están disponibles en la mayoría de las normas modelo de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado, entre ellas, las de los reglamentos mexicanos, como se discute con detalle en Tena (2018). Entre ellas, una parte muy importante en un diseño sismorresistente eficaz es la selección de un sistema de piso competente, que realmente sea rígido y resistente. También se debe fomentar el diseño sísmico de estructuras con base en conceptos de diseño por capacidad, comenzando con el diseño de los elementos estructurales que constituirán la primera línea de defensa ante un sismo y finalizando con el diseño de los elementos que deben ser más fuertes y no deben experimentar daño, pues son esenciales para garantizar la estabilidad de la estructura ante cargas gravitacionales. Finalmente, un aspecto que no es despreciable es el detallado de los muros no estructurales y el diseño y

detallado de los muros diafragma. Todos estos temas se discuten con mayor profundidad en Tena (2018).

5 COMENTARIOS FINALES

Se presentó una visión crítica de lo que el autor considera debe privilegiarse en el análisis y diseño sísmico moderno y responsable de edificios, de cara al futuro, tomando en cuenta también los malos comportamientos observados nuevamente en los sismos recientes de septiembre de 2017 en la Ciudad de México, particularmente en edificios relativamente nuevos.

Aunque por una parte es cierto que diseñar una estructura para un sismo intenso para que experimente daño ligero y reparable involucra un costo inicial mayor, este incremento en el costo no es algo que se salga de las posibilidades económicas de los inversionistas, o potenciales compradores en el caso de edificios para vivienda. Por otra parte, está más que probado que las estructuras que se diseñan para desarrollar una alta inelasticidad y, por ende, experimentar un daño muy severo e intenso (incluyendo la posibilidad de su colapso) no son económica y socialmente aceptables a largo plazo, aunque su costo inicial resulte un poco más barato que otra que se diseñe para controlar la inelasticidad para un daño reparable y un desempeño de operación. Diseñar estructuras para el objetivo de prevención de colapso sale muy caro para la sociedad después de un sismo de gran magnitud, pues inevitablemente se observan muchos daños, aún cuando, como en el sismo del 19 de septiembre de 2017, las máximas ordenadas espectrales no llegaron ni a la mitad de las consideradas en su diseño en una enorme parte de la zona del lago de la Ciudad de México, donde tradicionalmente se han observado los mayores daños.

Se debe recordar también que, en un edificio estándar, el costo de la estructura oscila entre 20% y 30% del costo total del edificio, pues los mayores costos iniciales están asociados a las instalaciones y a los acabados. El autor se pregunta entonces, ¿valdrá la pena ahorrarle al inversionista hasta un 5% e incluso hasta un 10% del costo total de la estructura diseñándola con el objetivo de llevarla al mayor daño posible (“pero controlado”) ante un sismo intenso, que diseñarla para un 10%-15% más cara, pero limitando el objetivo de diseño a un daño fácilmente reparable? Además, el autor está seguro que como el inversionista ya tiene un presupuesto preasignado al proyecto, ese ahorro sería aprovechado por los arquitectos para darle al edificio acabados de mayor calidad, por ejemplo.

Por ello, los ingenieros civiles mexicanos en particular, y los latinoamericanos en general, debemos tener mayor autocrítica y conciencia social para entender que uno de nuestros deberes es movernos hacia metodologías, objetivos de diseño y reglamentaciones que promuevan que los usuarios finales, nuestra gente, no sólo salven sus vidas durante un sismo extremo, sino que no pierdan totalmente su mayor patrimonio y queden en la ruina. Es socialmente inaceptable que hoy en día miles de familias mexicanas estén sin hogar por meses o incluso años, y en la ruina económica prácticamente, por seguir fomentando procedimientos de diseño y reglamentaciones que favorecen el estado límite de prevención de colapso ante la acción de un sismo extremo. No existen

actualmente ni existirán en el futuro recursos económicos, materiales y humanos extraordinarios suficientes en nuestra sociedad para hacerle frente a emergencias de este tipo y restablecer la normalidad en cuestión de días o de algunas semanas.

Es por ello que debemos trabajar en fomentar e implantar criterios de diseño sismorresistente resiliente en nuestros reglamentos de construcción, de manera que no sólo se garantice la vida de la gente que habita las estructuras, sino que también se garantice que se preserve su patrimonio y, si debe experimentar daño para resistir un sismo extraordinariamente fuerte, éste sea fácilmente reparable con una inversión que oscile de mínima a moderada y, en medida de lo posible, sin que sea necesario que se evacúe ninguna propiedad o inmueble por semanas, meses o años.

Finalmente, para terminar con un aspecto de ingeniería civil, el autor está convencido que, en zonas altamente sísmicas (y en general), la ingeniería estructural debe ser buena, no barata. Lamentablemente, existe una escuela muy extendida mundialmente donde, de manera sistemática, se instruye a los alumnos a que uno de los fines principales de la ingeniería civil es ahorrar, eficientizando el uso de los materiales. Por ello, muchos ingenieros privilegian consciente o inconscientemente más el reducir los costos en las estructuras, que brindar una seguridad adecuada, aunque sea a un costo ligeramente mayor. Esta escuela “ahorrativa” no se fomenta de más en otras carreras de ingeniería, como por ejemplo, la ingeniería electrónica, la de computación o la de sonido. Y si consideramos a la arquitectura, ya que los arquitectos también participan en la construcción del ambiente urbano, el ahorrar dinero a una obra no está dentro de sus máximas prioridades. Entonces, ¿por qué debemos seguir educando a los ingenieros civiles de esta manera? El autor cree que aún es tiempo para dar mayor énfasis en la educación de los nuevos ingenieros civiles a la seguridad de las construcciones, y menos al ahorro de materiales de construcción. Seguramente, esto nos llevará en el futuro a la construcción de estructuras más seguras y resilientes ante la acción de sismos de gran magnitud y, por ende, prestarle un mejor servicio a la sociedad, pues generaremos también menos escombros y, por ello, seremos también más responsables con el medio ambiente.

6 AGRADECIMIENTOS

En esta ocasión el autor quiere agradecer especialmente a los alumnos a quienes ha formado académicamente y que comparten con el autor el compromiso de conducirse por la vida con lealtad, profesionalismo y ética profesional, particularmente a aquéllos cuyas investigaciones han sido citadas en este trabajo, y al Dr. Juan Casillas García de León por su crítica revisión, comentarios y sugerencias.

REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2017), “No se acepta el diseño por ductilidad. Caso del Edificio Fragata que incursionó en el rango no lineal”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 22, No. 3, pp. 327-391.

2. Bertero, V. V. (2002), “Perspectivas actuales y futuras en cuanto al uso del diseño por desempeño en los Estados Unidos”, *Memorias, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Morelos, CDROM, pp. 1-26, noviembre.
3. Charette, R. P. y H. E. Marshall (1999), “Uniformat II elemental classification for building specifications, cost estimating and cost analysis”, *NISTIR 6389*, National Institute of Standards and Technology, U. S. Department of Commerce, October.
4. Clough, R. W. y J. Penzien (1982), *Dynamics of Structures*, primera edición internacional, Mc Graw Hill, Singapore.
5. Correa, H. (2005), “Evaluación de los criterios de diseño sísmico de la propuesta de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2001) para edificios regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, mayo.
6. Del Valle, E. (2004), “Rehabilitación sísmica de estructuras con contravientos metálicos y con marcos adicionales”, *Memorias, VIII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Tlaxcala, Tlaxcala, septiembre, CDROM, pp. 1-16.
7. FEMA 274 (1997), *FEMA 274. NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
8. FEMA 308 (1998), *FEMA 308. Repair of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
9. Fundación ICA (1988), *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, primera edición, Limusa, ISBN 968-18 2939-5.
10. Gatica, G. (2007), “Importancia del diseño del sistema de piso en edificios con base en marcos dúctiles diseñados conforme al reglamento del Distrito Federal”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, octubre.
11. Godínez, E. A. y A. Tena (2015), “Redundancia estructural en marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico tipo chevrón”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 20, No. 1, pp. 41-70.
12. II-UNAM (1985), “La UNAM ante los sismos del 19 de septiembre de 1985”, *Informe Preliminar*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, octubre.
13. Luna, J. L. (2000), “Estudio de los criterios del RCDF-93 y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares a base de marcos de concreto”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, enero.
14. Miranda, E. (1995), “Observaciones a los criterios de diseño sismorresistente del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 50, pp. 15-30.
15. Moehle, J. P. y M. A. Sozen (1980), “Experiments to study earthquake response of R/C structures with stiffness interruptions”, *Structural Research Series No. 482*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, August.

16. Murià, D. y R. González (1995), “Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 51, pp. 25-45.
17. Nangullasmú, H. J. y A. Tena (2016), “Requisitos mínimos de detallado dúctil en marcos de concreto reforzado protegidos con disipadores histeréticos de energía”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 95, pp. 1-32.
18. NTCC-96 (1996), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
19. NTCC-04 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
20. NTCS-76 (1977), “Manual de diseño por sismo, según el reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 406, julio.
21. NTCS-04 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
22. NTCS-17 (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, No. 220-BIS, diciembre.
23. NTCS-20 (2020), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios”, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, No. 361, junio.
24. Ordaz, M., E. Miranda y J. Avilés (2003), “Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 8, No. 2, pp. 189–207.
25. Tena-Colunga, A. (2001), “Displacement ductility demand spectra for the seismic evaluation of structures”, *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 10, pp. 1319-1330, https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00025-6.
26. Tena-Colunga, A. (2004), “Evaluation of the seismic response of slender, setback RC moment-resisting frame buildings designed according to the seismic guidelines of a modern building code ”, *Memorias, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canadá, Artículo No. 2027, CD-ROM, agosto.
27. Tena-Colunga, A., H. Correa-Arizmendi, J. L. Luna-Arroyo y G. Gatica-Avilés (2008), “Seismic behavior of code-designed medium rise special moment-resisting frame RC buildings in soft soils of Mexico City”, *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 12, pp. 3681-3707.
28. Tena-Colunga, A., A. Juárez-Ángeles y V. M. Salinas-Vallejo (2009), “Cyclic behavior of combined and confined masonry walls”, *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 1, pp. 240-259.
29. Tena-Colunga, A. (2010), “Review of the soft first story irregularity condition of buildings for seismic design”, *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 4, pp. 1-15.
30. Tena-Colunga, A., K. L. Chinchilla-Portillo y G. Juárez-Luna (2015), “Assessment of the diaphragm condition for floor systems used in urban buildings”, *Engineering Structures*, Vol. 93, pp. 70-84.
31. Tena-Colunga, A. y D. A. Hernández-García (2020), “Peak seismic demands on soft and weak stories models designed for required code nominal strength”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 129, 105698, pp. 1-17,
32. Tena-Colunga, A., H. Hernández-Ramírez, E. A. Godínez-Domínguez, L. E. Pérez-Rocha, A. Grande-Vega, L. A. Urbina-Californias y O. Villegas-

Jiménez (2020), "Performance of collapse prevention designed buildings during the September 19, 2017 Earthquake in Mexico City", *Memorias, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE*, Sendai, Japan, Paper N° C000195, September.

33. Tena, A. (1997), "Espectros inelásticos de demandas de ductilidad para la evaluación de estructuras existentes ante sismos", *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, Vol. I, pp. 671-682, noviembre.
34. Tena, A. (1998), "Evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 59, pp. 29-62, julio-diciembre.
35. Tena, A. (2001), "Respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado irregulares en esbeltez y en elevación diseñados para distorsiones de entrepiso altas", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, CDROM, noviembre.
36. Tena, A. y H. Correa (2008), "Evaluación de los criterios de diseño por sismo del RCDF para marcos dúctiles de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 78, pp. 73-101.
37. Tena, A. (2010), "Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios", *Memorias V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil en honor del Dr. José Grases*, Mérida, Venezuela, CD-ROM, pp 1-57, noviembre.
38. Tena, A., G. Gatica, L. A. Urbina y L. Victoria (2012), "Impacto de la disposición de vigas secundarias en losas perimetralmente apoyadas en el comportamiento sísmico de edificios diseñados con base en marcos de concreto reforzado", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 17, No. 1 y 2, pp. 63-85.
39. Tena, A., K. L. Chinchilla y G. Juárez (2013), "Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 89, pp. 135-166, julio-diciembre.
40. Tena, A. (2018), "Algunos aspectos a considerar en el modelado de estructuras para el análisis y diseño por sismo", *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, Campeche, Conferencia Magistral, pp. 1-100, noviembre.
41. Tena Colunga, A. (2019), "Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 24, No. 2, pp. 141-165.